

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat

Département : Hydraulique

Domaine : Sciences et technologie

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique urbaine

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Evaluation de l'impact des pluies extrêmes sur la
performance du réseau d'eau pluvial**

D'EL METROUHA

Présenté par : *MESSAOUDI Souad*

Encadrant : *LAOUACHERIA Fares* MCA Université Badji-Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

| | | | |
|-------------------|-----|---------------------------------|-----------|
| KECHIDA Said | MCB | Université Badji Mokhtar Annaba | Président |
| LAOUACHERIA Fares | MCA | Université Badji Mokhtar Annaba | Encadrant |
| CHABI Moncef | MAA | Université Badji Mokhtar Annaba | Examineur |

Année Universitaire : 2019/2020

Merci Allah mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire,

La patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur de lever mes mains vers le ciel et de dire « ya kayoum »

*Je remercie Mr LAOUACHERIA Fares,
en tant que Directeur de mémoire, pour m'avoir encadré et suivi
tout au long de ce passionnant travail,*

Je remercie sincèrement tous les membres de jury ;

Mr KECHIDA Saïd

*de m'avoir fait l'honneur de présider le jury et évaluer ce
modeste travail, et*

Mr CHABI Moncef

D'avoir accepté d'examiner ce travail ;

Je remercie mes parents,

*pour leur soutien moral et financier ainsi, pour leur présence
chaleureuse à tous ces instants de la vie,*

Mes remerciements vont également vers

mon mari

*Merci à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin
dans la réalisation de ce mémoire.*



Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'ont donné la vie, le symbole de tendresse, à ceux qui ont sacrifié leur vie pour mon bonheur et ma réussite, à mes très chers parents

A ma très chère mère Houria

Affable, honorable, aimable :

Tu représentes pour moi le symbole de la beauté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

A mon Père Mokhtar

Aucune dédicace ne pourrait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Sans oublier la lumière de ma vie, la source de mon bonheur et le guide de mon chemin mon mari Toufik

À mes chers frères : Azzedine, Walid et Bachir

À mes chères sœurs Sameh, Meriem (et leurs enfants),

Leila, et Wahiba

À toute ma famille, jeunes et moins jeunes.

Pour mes amis sans exception.

Je ne peux pas assez les remercier pour leurs sacrifices avec moi

نمذجة الفيضانات هي طريقة فعالة لإدارة شبكة مياه الأمطار في المدن. ويهدف إلى فهم سلوك شبكة مياه الأمطار والتنبؤ بها حتى تتمكن من اختبار وتقييم الحلول الفعالة للمشكلات الهيكلية والتشغيلية ، وخاصة عند اختيار نوع المطر التصميمي المناسب الذي سيواجهه المهندسون. يدرس هذا العمل تأثير نموذج الأمطار التصميمية على نتائج النمذجة الهيدروليكية لشبكة مياه الأمطار لمدينة المطروحة بولاية SewerCad. تم استخدام نموذجين للمطر التصميمي وهما نموذج المطر المثلث

10 20 50 سنة ومدة هطول الأمطار 3

. أظهرت النتائج تأثير اختيار نموذج المطر التصميمي على سلوك شبكة مياه الأمطار ، والتي

تمثل نتائج المحاكاة باستخدام طريقة المثلث المزدوج خطرًا كبيرًا على احتمالية تجاوز قدرة شبكة مياه

دوث فيضان في المدينة ، مع فرق في ذروة التدفق المقدرة من 40.72

42.89 41.86 50 20 10

محاكاتها بالطريقة نموذج المطر المركب.

الهيدروليكية

الفيضانات

الرئيسية:

مياه

SewerCAD

Abstract

Flood modelling is an efficient way to manage the stormwater network in cities. It aims to understand and predict the behavior of the stormwater network in order to be able to test and evaluate effective solutions to structural and operational problems, especially the choice of design storm that engineers will have to face. This work studies the impact of design storm on the results of the hydraulic modelling of the stormwater network of the city of El Matrouha wilaya of El Tarf using the SewerCad. Two design storm models were used namely the double triangle rainfall model and the composite rainfall model for return periods of 10, 20 and 50 years and rainfall duration of 3h. The results show the impact of the choice of design storm on the behavior of the stormwater network, whose simulation results by the double triangle method represent a significant risk on the probability that the stormwater network can overflow and flood the city, with an estimated peak flow difference of 40.72%, 41.86 and 42.89% for the return periods of 10, 20 and 50 years respectively compared to the peak flow simulated by the composite rain method.

Keywords: Composite rainfall, double triangle rainfall, flooding, hydraulic modelling, SewerCAD, stormwater network

Résumé

La modélisation des inondations est un moyen efficace de gérer le réseau des eaux pluviales dans les villes. Elle vise à comprendre et prédire le comportement du réseau d'eaux pluviales afin de pouvoir tester et évaluer des solutions efficaces aux problèmes structurels et opérationnels surtout le choix de la pluie de conception auxquelles les ingénieurs devront faire face. Ce travail étudie l'impact de la pluie de conception sur les résultats de la modélisation hydraulique du réseau d'eau pluviale de la ville d'El Matrouha wilaya d'El Tarf en utilisant le SewerCad. Deux modèles de pluie de conception ont été utilisés à savoir le modèle de pluie de double triangle et le modèle de pluie composite pour des périodes de retour de 10, 20 et 50 ans et une durée de pluie de 3h. Les résultats montrent l'impact du choix de la pluie de conception sur le comportement du réseau d'eau pluviale, dont les résultats de simulation par la méthode du double triangle représentent un risque important sur la probabilité que le réseau d'eau pluviale puisse déborder et inonder la ville, avec une différence de débit de pointe estimée à 40,72 % , 41,86 et 42,89% pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans respectivement par rapport au débit de pointe simulé par la méthode de pluie composite.

Mots clés: pluie composite, pluie double triangle, inondation, modélisation hydraulique, SewerCAD, réseau d'eaux pluviales

Table des matières

Remerciements

Dédicace

Abstract

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des photos

Introduction générale

Chapitre I : Les précipitations et les inondations dans les zones urbaines

| | |
|---|----|
| I.Introduction | 1 |
| I.1. Les precipitations | 1 |
| 1. Notion de "bassin versant" | 1 |
| a. Bassin versant topographique | 1 |
| b. Bassin versant hydrogéologique | 2 |
| 2. Bilan hydrique et cycle d'eau | 2 |
| I.2. Le contexte de réchauffement climatique | 3 |
| 1. Pluies extrêmes et les méthodes de prédétermination | 4 |
| 2. L'utilisation de la théorie des valeurs extrêmes | 4 |
| I.3. Intégration de données historiques | 6 |
| 1. Estimation de pluies extrêmes | 6 |
| 1. Estimation de pluies extrêmes sur un site mesuré | 6 |
| 2. Estimation de pluies extrêmes sur un site non mesuré | 8 |
| I.4. Les inondations | 8 |
| 1. Types d'inondations | 9 |
| 1. Inondations par crues torrentielles | 9 |
| 2. Inondations par ruissellement en secteur urbain | 10 |
| 3. Inondations par remontées des nappes phréatiques | 10 |
| 4. Inondations marines | 11 |
| 5. Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle | 11 |
| 6. Inondations de plaines | 12 |
| I.5. Inondations à cinétique lente et rapide | 13 |
| 1. Les inondations à cinétique lente | 13 |
| 2. Les inondations à cinétique rapide | 15 |

| | |
|--|----|
| I.6. Aléa et Vulnérabilité | 18 |
| 1. La vulnérabilité | 19 |
| 2. L'aléa | 20 |
| I.7. Exemples des inondations par pays | 21 |
| 1. Les inondations en France | 21 |
| 2. Les inondations en Algérie | 22 |
| 1 Les inondations de Bâb el oued | 24 |
| 2. Les inondations d'el tarf | 25 |
| 3. Les inondations à Haïti | 26 |
| I.8. Débordement du réseau d'assainissement | 27 |
| I.9. Conclusion | 28 |
| Chapitre II : Modélisation hydrologique et hydraulique | |
| II.Introduction | 29 |
| II.1. Définition d'un réseau d'assainissement urbain | 29 |
| II. 2. Définition d'un système d'assainissement | 29 |
| II.3. Choix d'un système d'assainissement | 29 |
| II.4. Différents types de réseaux d'assainissement | 29 |
| 1. Système Unitaire | 30 |
| 2. Système séparatif | 31 |
| 3. Système pseudo-séparatif (mixte) | 32 |
| II.5. Fonctions d'un réseau d'assainissement | 33 |
| 1. Schémas perpendiculaire au cours d'eau : | 33 |
| 2. Schémas par déplacement latéral ou à collecteur latéral : | 34 |
| 3. Schémas à collecteur transversal ou de collecte oblique : | 34 |
| 4. Schémas par zones étagées ou par intercepteur | 35 |
| 5. Schémas à centre collecteur unique et le schéma radial | 35 |
| II.6. Définition de modèles | 36 |
| 1. Domaine d'utilisation des modèles | 36 |
| 1. Modélisation des réseaux d'assainissement et de l'écoulement des rivières | 36 |
| 2. Modèle comme outil de recherche | 37 |
| 2. Propriétés requises des modèles | 37 |
| II.7. la modélisation en assainissement | 38 |
| 1. Définition : | 38 |
| 2. But de la modélisation | 38 |
| 3. Les étapes de modélisation | 38 |
| 1. Entrée des données hydrauliques : | 38 |
| 2. Entrée des données hydrologiques : | 39 |

| | |
|--|----|
| II.8. Processus de modélisation : | 39 |
| 1. Modélisation hydrologique | 39 |
| 1. L'infiltration | 40 |
| 2. Les écoulements | 40 |
| 3. L'évapotranspiration | 41 |
| Classification des modèles hydrologiques | 41 |
| Modèles stochastiques (statistique) | 42 |
| Modèles déterministes | 42 |
| Modèles à base physique | 43 |
| Modèles paramétriques | 43 |
| Modèles empiriques | 43 |
| Modèles analytique | 43 |
| Modèles conceptuels | 43 |
| Modèles globaux | 44 |
| Modèles spatialisés | 44 |
| 2. Modélisation hydraulique | 46 |
| 1. Définition : | 46 |
| 2. Les modèles hydrauliques | 46 |
| 3. L'objectif de la modélisation hydraulique en assainissement | 48 |
| 4. Exemples de quelques modèles hydrauliques | 48 |
| 5. Applications de la modélisation hydraulique | 50 |
| II.9. Conclusion | 51 |
| Chapitre III : Matériels et méthodologie | |
| III.Introduction | 52 |
| III.1. Présentation de la zone d'étude | 52 |
| 1. Situation géographique | 52 |
| III. 2. Aspect socio-économique | 54 |
| 1. La population | 54 |
| III. 3. Facteurs de pollution | 54 |
| 1. Pollution Urbaine | 54 |
| 2. Pollution Industrielle | 55 |
| 3. Pollution Agricole | 55 |
| 4. Alimentation en eau potable | 55 |
| III. 4. La géomorphologie | 55 |
| 1. Le relief | 55 |
| 2. Décharge d'El-Tarf : | 56 |
| III. 5. Situation hydrologique et hydrogéologique : | 57 |

| | |
|---|----|
| 1. Précipitation: | 58 |
| 2. La température: | 59 |
| 3. Les vents: | 60 |
| 4. L'humidité: | 60 |
| III. 6. Présentation du logiciel SewerCAD | 61 |
| 1. Définition | 61 |
| 1. Menu fichier (file) | 63 |
| 2. Menu Edition (Edit) | 64 |
| 3. Menu Analyse (Analysis) | 65 |
| 4. Menu Affichage (view) | 66 |
| 5. Menu Outils (Tools) | 66 |
| 6. Menu Rapport | 67 |
| 7. Barre d'outils dessin | 68 |
| 2. Les éléments du réseau sur SewerCAD : | 68 |
| 1. Regards (trous d'homme) | 68 |
| 2. Conduites | 69 |
| 3. Sous-bassins | 70 |
| 4. Formes de pluie | 71 |
| 5. Lancement de simulation | 72 |
| III. 7. Fonctionnalités | 72 |
| III. 8. Interaction possible avec d'autres logiciels | 73 |
| III. 9. Cadre théorique | 73 |
| III. 10. Modélisation hydrologique | 74 |
| 1. Méthode de perte par infiltration du Curve Number de SCS | 74 |
| III. 11. Modélisation hydraulique | 76 |
| 1. Modèle de l'onde dynamique | 76 |
| 2. La Pluie de projet | 79 |
| 3. La pluie double-triangle | 79 |
| 4. Pluie composite | 82 |
| III. 12. Procédures d'entrée et de sortie | 85 |
| 1. Formats de fichier (s) d'entrée possibles | 85 |
| 2. Formats de fichier (s) de sortie possible | 85 |
| III. 13. Conclusion : | 85 |
| Chapitre IV : Résultats et discussion | |
| IV. 1. Résultats et discussion | 87 |
| IV. 2. Simulation par le modèle de pluie de double triangle | 87 |
| IV. 2. 1. Double triangle T= 10 ans | 87 |

| | |
|--|-----|
| IV. 2. 2. Doubles triangles T= 20 ans | 93 |
| IV. 2. 3. Double triangle T= 50 ans | 99 |
| IV. 3. Simulation par le modèle de pluie composite | 105 |
| IV. 3. 1. Composite T= 10 ans | 105 |
| IV. 3. 2. Composite T= 20 ans | 109 |
| IV. 3. 3. Composite T= 50 ans | 114 |
| IV. 4 Comparaison des résultats de simulation double triangle et composite | 118 |
| IV. 4. 1 Période de retour 10 ans | 118 |
| IV. 4. 2 Période de retour 20 ans | 121 |
| IV. 4. 3 Période de retour 50 ans | 124 |

Conclusion générale

Références bibliographiques

Chapitre I : Les précipitations et les inondations dans les zones urbaines

| | |
|---|----|
| Figure I. 1 : Délimitation d'un bassin versant..... | 1 |
| Figure I. 2 : Typologie des bassins versants..... | 2 |
| Figure I. 3 : le cycle d'eau..... | 3 |
| Figure I. 4 : inondations par crues torrentielles..... | 9 |
| Figure I. 5 : Inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain..... | 10 |
| Figure I. 6 : inondations par remontées des nappes phréatiques..... | 10 |
| Figure I. 7 : inondation par plaine..... | 13 |
| Figure I.8 : Aléa et Vulnérabilité..... | 18 |
| Figure I. 9 : Synthèse des différentes approches de la vulnérabilité et relations (Source : R. D'Ercole, 1994)..... | 19 |
| Figure I. 10 : représente une schématisation de la vulnérabilité et de l'aléa d'inondation en Algérie (Merabet, 2008)..... | 21 |

Chapitre II : Modélisation hydrologique et hydraulique

| | |
|---|----|
| Figure II. 1 : Différents systèmes d'assainissement (BOURRIER. R, 2008)..... | 30 |
| Figure II. 2 : schéma d'un réseau unitaire..... | 31 |
| Figure II. 3 : schéma d'un réseau séparatif..... | 32 |
| Figure II. 4 : schéma d'un réseau pseudo-séparatif..... | 32 |
| Figure II. 5 : Schéma perpendiculaire..... | 34 |
| Figure II. 6 : Schéma à déplacement latéral..... | 34 |
| Figure II. 7 : Schéma collecteur transversal ou oblique..... | 34 |
| Figure II. 8 : Schéma à collecteur étagé..... | 35 |
| Figure II. 9 : Schéma de type radial..... | 35 |
| Figure II. 10 : Représentation simplifiée d'un modèle hydraulique..... | 36 |
| Figure II. 11 : classification des modèles hydrologiques (Gaume, 2002)..... | 42 |

Chapitre III : Matériels et méthodologie

| | |
|--|----|
| Figure III.1 : Zone d'étude sous google earth..... | 52 |
| Figure III.2 : Zone d'étude et son réseau d'eau pluvial sous ArcGIS..... | 53 |
| Figure III.3 : Géomorphologie de la zone d'étude..... | 56 |
| Figure III.4 : Répartition des points de prélèvement (eau et sol)..... | 57 |
| Figure III.5 : Histogramme de précipitations mensuelles et annuelles en mm..... | 58 |
| Figure III.6 : Histogramme de Températures moyennes mensuelles en C°..... | 60 |
| Figure III.7 : Histogramme de l'humidité mensuelle moyenne..... | 61 |

| | |
|---|-----------|
| Figure III.8: Logiciel Bentley SewerCAD V8i..... | 62 |
| Figure III.9 : La fenêtre principale de SewerCAD..... | 62 |
| Figure III.10 : La zone d'étude sous SewerCAD..... | 63 |
| Figure III.11 : Menu fichier (File)..... | 64 |
| Figure III.12 : Menu Edition (Edit)..... | 65 |
| Figure III.13 : Menu Analyse(Analysis)..... | 65 |
| Figure III.14 : Menu Affichage (View)..... | 66 |
| Figure III.15 : Menu Outils..... | 67 |
| Figure III.16 : Menu Rapport..... | 68 |
| Figure III.17 : Barre d'outils dessin..... | 68 |
| Figure III.18 : Regards du réseau d'étude..... | 69 |
| Figure III.19 : Conduite du réseau d'étude..... | 70 |
| Figure III.20 : Exemple de sous bassin n°19..... | 71 |
| Figure III.21 : Formes de pluie de la zone d'étude..... | 71 |
| Figure III.22 : Fenêtre pour le paramétrage de l'évènement de pluie..... | 72 |
| Figure III.23 : Schéma du modèle SCS..... | 75 |
| Figure III.24 : Représentation des courbes IDF (formule de Montana)..... | 79 |
| Figure III.25 : Forme caractéristique d'une pluie de projet double triangle..... | 80 |
| Figure III.26 : Hyétoigrammes de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 81 |
| Figure III.27 : Hyétoigrammes de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 82 |
| Figure III.28 : Hyétoigrammes de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 82 |
| Figure III. 29 : Hyétoigrammes de pluie composite pour la période de retour de 10 ans..... | 83 |
| Figure III. 30 : Hyétoigrammes de pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 84 |
| Figure III. 31 : Hyétoigrammes de pluie composite pour la période de retour de 50 ans..... | 84 |

Chapitre IV : Résultats et discussion

| | |
|---|-----------|
| Figure IV.1 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH04, 05 et 06 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 87 |
|---|-----------|

| | |
|---|-----------|
| Figure IV.2 : Profil en long du collecteur MH1 à MH11 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 88 |
| Figure IV.3 : Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud MH13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 89 |
| Figure IV.4 : Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 90 |
| Figure IV.5 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55, 85 et 88 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 91 |
| Figure IV.6 : Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 91 |
| Figure IV.7 : Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 92 |
| Figure IV.8 : Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 93 |
| Figure IV.9 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH04, 05 et 06 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 93 |
| Figure IV.10 : Profil en long du collecteur MH1 à MH11 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 94 |
| Figure IV.11 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 95 |
| Figure IV.12 : Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 96 |
| Figure IV.13 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55, 85 et 88 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 97 |
| Figure IV.14 : Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 98 |
| Figure IV.15 : Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 98 |
| Figure IV.16 : Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 99 |

| | |
|---|------------|
| Figure IV.17 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH04 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 99 |
| Figure IV.18 : Profil en long du collecteur MH1 à MH11 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 100 |
| Figure IV.19 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 101 |
| Figure IV.20 : Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 102 |
| Figure IV.21 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55, 85 et 88 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 103 |
| Figure IV.22 : Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 103 |
| Figure IV.23 : Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 104 |
| Figure IV.24 : Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 105 |
| Figure IV.25 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 04, 13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 10 ans..... | 106 |
| Figure IV.26 : Profil en long du collecteur MH01 à MH11 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans..... | 106 |
| Figure IV.27 : Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans..... | 107 |
| Figure IV.28 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55 et 85 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 10 ans..... | 107 |
| Figure IV.29 : Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans..... | 108 |
| Figure IV.30 : Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans..... | 108 |

| | |
|---|------------|
| Figure IV.31 : Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 10 ans..... | 109 |
| Figure IV. 32 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 04, 13, 15, 17 et 17 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 20 ans..... | 110 |
| Figure IV.33 : Profil en long du collecteur MH01 à MH11 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 111 |
| Figure IV.34 : Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 111 |
| Figure IV.35 : Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55 et 85 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 20 ans..... | 112 |
| Figure IV.36 : Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 112 |
| Figure IV.37. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 113 |
| Figure IV.38. Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 20 ans..... | 113 |
| Figure IV.39. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH04, 13, 15,17 et 19 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 50 ans..... | 114 |
| Figure IV.40. Profil en long du collecteur MH01 à MH11 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans..... | 115 |
| Figure IV.41. Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans..... | 115 |
| Figure IV.42. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH55 et 85 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 50 ans..... | 116 |
| Figure IV.43. Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans..... | 116 |
| Figure IV.44. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans..... | 117 |
| Figure IV.45. Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 50 ans..... | 117 |

| | |
|---|------------|
| Figure IV.46. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH17 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 118 |
| Figure IV.47. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH13 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 119 |
| Figure IV.48. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH04 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 119 |
| Figure IV.49. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH15 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 120 |
| Figure IV.50. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH55 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 120 |
| Figure IV.51. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH85 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 121 |
| Figure IV.52. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH19 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 121 |
| Figure IV.53. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH17 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 122 |
| Figure IV.54. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH13 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 122 |
| Figure IV.55. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH04 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 122 |
| Figure IV.56. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH15 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 123 |

| | |
|--|------------|
| Figure IV.57. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH55 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 123 |
| Figure IV.58. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH85 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 124 |
| Figure IV.59. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH19 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 124 |
| Figure IV.60. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH17 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 125 |
| Figure IV.61. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH13 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 125 |
| Figure IV.62. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH04 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 125 |
| Figure IV.63. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH15 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 126 |
| Figure IV.64. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH55 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 127 |
| Figure IV.65. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH85 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 127 |
| Figure IV.66. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH19 simulé, par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 128 |
| Figure IV.67. Hydrogramme de variation à l'exutoire simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans..... | 129 |
| Figure IV.68. Hydrogramme de variation à l'exutoire simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans..... | 129 |
| Figure IV.69. Hydrogramme de variation à l'exutoire simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans..... | 129 |

Chapitre I : Les précipitations et les inondations dans les zones urbaines

| | |
|--|-----------|
| Photo I. 1 : Inondation en Algérie (Alger,11/2001)..... | 9 |
| Photo I. 2 : Inondation par ruissellement en secteur urbain..... | 10 |
| Photo I. 3 : Inondations marines..... | 11 |
| Photo I. 4 : Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle..... | 12 |
| Photo I. 5 : Inondation en Ile Ifranc..... | 22 |
| Photo I. 6 : Inondation de Bab El Oued du 10 et 11 Novembre 2001 (giovanola et heritier, 2002)..... | 25 |
| Photo I. 7 : Inondation d'El Tarf..... | 25 |
| Photo I. 8 : Inondation à Haïti..... | 26 |
| Photo I. 9 : Inondation de Ghardaia..... | 26 |
| Photo I. 10 : Inondation d'AIN Defla..... | 27 |
| Photo I. 11 : Inondation d'EL Bayadh..... | 27 |
| Photo I. 12 : Inondation de Bâb El Oued..... | 27 |

Chapitre I : Les précipitations et les inondations dans les zones urbaines

| | |
|--|----|
| Tableau I. 1 : Les inondations à cinétique lente, estuariennes ou littorales..... | 14 |
| Tableau I. 2 : Les inondations à cinétique rapide torrentielle..... | 15 |
| Tableau I. 3 : Les inondations en Algérie..... | 22 |

Chapitre II : Modélisation hydrologique et hydraulique

| | |
|---|----|
| Tableau II. 1: domaine d'utilisation et contraintes d'exploitation des différents systèmes: (Gomella et Guerree, 1986) | 33 |
| Tableau II. 2: différents types de modèles selon leurs caractéristiques..... | 45 |

Chapitre III : Matériels et méthodologie

| | |
|---|----|
| Tableau III. 1. Ressources hydriques souterraines et superficielles existantes dans la région d'El-Matrouha..... | 55 |
| Tableau III. 2: Mensuelles et annuelle des précipitations..... | 58 |
| Tableau III. 3. Moyennes mensuelles des températures..... | 59 |
| Tableau III. 4. Représente les moyennes mensuelles d'humidité..... | 61 |
| Tableaux III. 5. les paramètres de la loi de MONTANA..... | 79 |

Chapitre IV : Résultats et discussion

| | |
|--|----|
| Tableau IV.1 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH4, 5 et 6 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans | 88 |
| Tableau IV.2 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH13 et 15 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 89 |
| Tableau IV.3 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH17 et 19 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans | 89 |
| Tableau IV.4 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans | 90 |
| Tableau IV.5 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH85 et 88 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 91 |
| Tableau IV.6 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans..... | 92 |
| Tableau IV.7 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH4, 5 et 6 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 94 |

| | |
|--|------------|
| Tableau IV.8 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH13 et 15 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans | 95 |
| Tableau IV.9 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH17 et 19 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 95 |
| Tableau IV.10 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans | 96 |
| Tableau IV.11 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH85 et 88 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 97 |
| Tableau IV.12 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans..... | 98 |
| Tableau IV.13 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH04, 05 et 06 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans | 100 |
| Tableau IV.14 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH13, et 15 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 101 |
| Tableau IV.15 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH17 et 19 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 101 |
| Tableau IV.16 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans | 102 |
| Tableau IV.17 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH85 et 88 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans | 103 |
| Tableau IV.18 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans..... | 104 |
| Tableau IV.19 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH04, 13, 15, 17 et 19 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 10 ans..... | 105 |
| Tableau IV.20 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 et 85 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 10 ans..... | 107 |
| Tableau IV.21 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 10 ans | 109 |

| | |
|--|------------|
| Tableau IV.22 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH04, 13, 15, 17 et 19 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 110 |
| Tableau IV.23 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 et 85 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 112 |
| Tableau IV.24 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans..... | 113 |
| Tableau IV.25 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH 04, 13,15, 17, 19, 55 et 85 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 50 ans..... | 114 |
| Tableau IV.26 : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 50 ans..... | 117 |
| Tableau IV.27 : Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max au niveau des regards du réseau pour la période de retour de 10 ans..... | 119 |
| Tableau IV.28 : Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max au niveau des regards du réseau pour la période de retour de 20 ans..... | 123 |
| Tableau IV.29 : Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max au niveau des regards du réseau pour la période de retour de 50 ans..... | 126 |
| Tableau IV.30 : Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire..... | 128 |

GPS: Global Positioning System

HEC-HMS: Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System

IDF: Intensité durée fréquence

ONM : Office national météorologie

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

SWMM: Storm Water Mangement Model

CAO: Conception Assistée par Ordinateur

DHI MOUSE: Danish Hydraulic Institute Modelling of a urban sewer

EFF: External Flow Factor

SIG : Système d'information géographique

AEP : Alimentation en eau potable

Introduction

générale

Introduction générale

Les villes sont souvent atteintes par les inondations à cause du dysfonctionnement de leurs réseaux d'eau pluviale. Ce dysfonctionnement est du soit à une conception inappropriée des réseaux par les concepteurs, soit à la négligence des services techniques de faire l'entretien et le curage de ces réseaux avant l'arrivée des pluies. Il convient de savoir que tous les réseaux d'eaux pluviales sont conçus selon un ensemble de critères soumis à des considérations économiques, sociales et environnementales. Les réseaux d'eaux pluviales sont généralement conçus pour répondre à des critères de performance basés sur des événements historiques censés être corrigés. La conception des réseaux d'eaux pluviales peut être liée à des critères techniques qui ne peuvent rendre compte d'un éventuel événement pluvieux. La probabilité d'obtenir un événement de pluies extrêmes pour la conception du réseau d'eaux pluviales est largement liée aux relations de fréquence d'intensité et de durée (IDF), pour lesquelles la relation entre les pluies de conception et les résultats de la modélisation hydraulique des débits reste incertaine. L'introduction d'informations sur les projections climatiques d'événements extrêmes, le niveau de performance et la durée de vie du réseau d'eaux pluviales représente un processus de révision des critères de conception du réseau d'eaux pluviales. Outre la complexité inhérente à la pluviométrie, les mécanismes générateurs de ruissellement sont également extrêmement complexes, non linéaires et multi-variés par essence. De ce point de vue, il est clair que l'utilisation d'une seule pluie de conception en tant qu'entrée climatique unique dans un système hydrologique n'est pas très réaliste. L'utilisation des pluies de conception comme outil d'ingénierie efficace dans les études d'hydrologie urbaine reste très populaire en raison de ses avantages inhérents, comme de garantir un niveau uniforme de qualité et de fonctionnement du réseau d'eau pluviale dans les différents bassins versants urbains; d'autre part, il réduit et simplifie significativement les calculs hydrologiques-hydrauliques, par rapport aux méthodes employant des enregistrements historiques de précipitations ou des modèles stochastiques de précipitations. L'objectif de ce travail est d'évaluer l'impact de choix de modèle de pluie « Design Storm » sur la performance du réseau d'eau pluviale d'El Matrouha par le logiciel SewerCAD. Deux modèles de pluie de conception à savoir le modèle de pluie de double triangle et le modèle de pluie composite sont appliqués pour différentes périodes de retour (10, 20 et 50 ans), avec une comparaison des résultats simulés par les deux modèles pour évaluer les différences et l'impact de chaque modèle sur le comportement du réseau d'eau pluviale d'El Matrouha.

Notre mémoire est divisé en quatre (04) chapitres :

Dans le premier (01) chapitre, nous nous attachons à présenter une synthèse sur les précipitations et les inondations dans les zones urbaines, Le deuxième (02) chapitre; décrit les notions de modélisation hydrologique et hydraulique et les différents modèles utilisés dans le domaine d'hydrologie urbaine, Le troisième (03) chapitre, décrit la zone d'étude d'El Matrouha wilaya d'El Tarf), sa localisation, la température, les précipitation, analyse statistique et la description du logiciel SewerCad et ses fonctionnalités.

Le quatrième (04) chapitre représente les résultats de simulation par SewerCad avec une comparaison des résultats pour les périodes de retour (10, 20 et 50 ans).Enfin une conclusion qui a été faite résumant toutes les étapes de ce travail.

The background of the page is a repeating pattern of roses in a light, muted color. The roses are arranged in a grid-like fashion, with some in focus and others blurred, creating a textured, decorative effect.

Chapitre I :
Les précipitations et
les inondations dans
les zones
urbain

I. Introduction

Une grande partie de l'Afrique est confrontée à des graves problèmes de crue et d'inondation, tant en milieu urbain que rural. Pour pouvoir faire face aux inondations et ainsi atténuer leurs effets sur les populations, infrastructures nous avons besoin d'évaluer les risques d'inondations. Cette évaluation s'appuie entre autres sur la connaissance des précipitations, des pluies abondantes et/ou violentes étant nécessaires au déclenchement de tels événements. Certes d'autres facteurs, comme les précipitations antérieures ou les caractéristiques du terrain, sont eux aussi importants. Mais la difficulté de disposer de l'ensemble des paramètres conduit souvent à se limiter aux précipitations journalières extrêmes.

I. 1. Les précipitations:

1. 1. 1. Notion de "bassin versant"

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval. Selon la nature des terrains, nous serons amenés à considérer deux définitions :

I. 1. 1. a. Bassin versant topographique

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente comme le montre la figure ci-jointe.

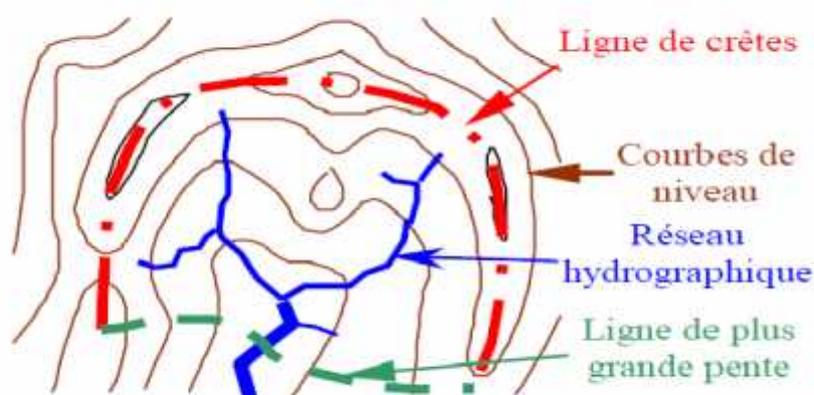


Figure I. 1 : Délimitation d'un bassin versant

I. 1. 1. b. Bassin versant hydrogéologique

Dans le cas d'une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infilte puis sorte souterrainement du bassin (ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin).

Dans ce cas, nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant.

Cette distinction entre bassin topographique et hydrogéologique se justifie surtout pour les petits bassins. En effet, lorsque la taille du bassin augmente, les apports et les pertes souterraines ont plus de chance de se compenser. De plus, on peut admettre que le débit des cours d'eau est proportionnel à la surface du bassin, les échanges souterrains se font, eux, aux frontières et varient donc sensiblement comme le périmètre. Lorsque la taille du bassin augmente, la surface croît plus vite que le périmètre et la valeur relative des échanges souterrains par rapport au débit de surface tend à devenir négligeable. (LABORDE, 2009)

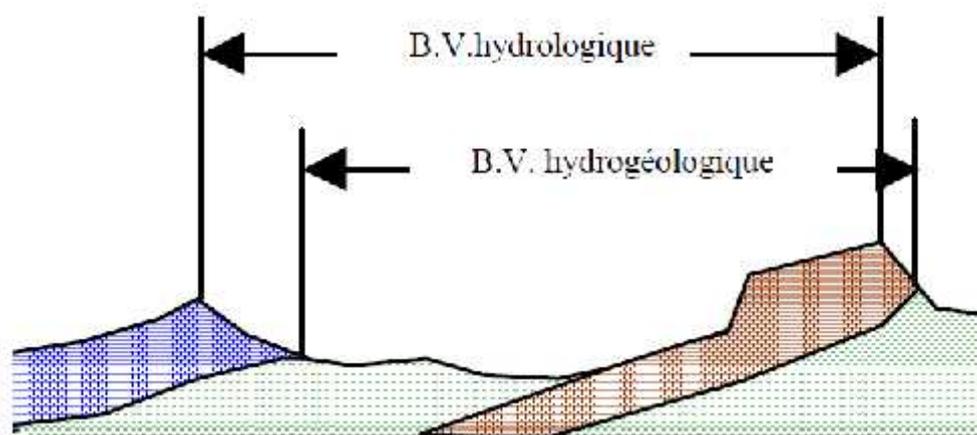


Figure I. 2 : Typologie des bassins versants

I. 1. 2. Bilan hydrique et cycle d'eau

Dans la nature rien ne perd tout se transforme, le cycle hydrologique est le cycle de transfert d'eau, qui arrive continuellement dans la nature ; les trois phases importantes du cycle hydrologique sont : l'évaporation, l'évapotranspiration, la précipitation et l'écoulement comme l'illustre la figure 3. Le globe contient une tierce terre et deux tiers d'océans.

L'évaporation des surfaces d'étangs, lacs, réservoirs. Surfaces océaniques, etc. Et la transpiration de la végétation superficielle etc. Ces vapeurs montent au ciel et sont condensées aux altitudes plus hautes par des noyaux de condensation et des nuages de forme aboutissant à la croissance de gouttelette. Les nuages fondent et éclatent parfois aboutissant à la précipitation de formes différentes comme la pluie, la neige, la grêle, la neige fondue, la brume, la rosée et le gel. Une partie de ces flux de précipitation afflue sur le sol qui crée

l'écoulement superficiel et l'autre partie s'infiltré dans le sol qui donne naissance à la nappe phréatique. L'écoulement superficiel rejoint les cours d'eau et l'eau est stockée dans les réservoirs naturels. Une partie de l'écoulement superficiel et l'eau souterraine se déversent dans l'océan. De nouveau l'évaporation commence des surfaces de lacs, des réservoirs et l'océan et le cycle se répète de ces trois phases du cycle hydrologique, à savoir, évaporation, précipitation. (Raghunath 2006).

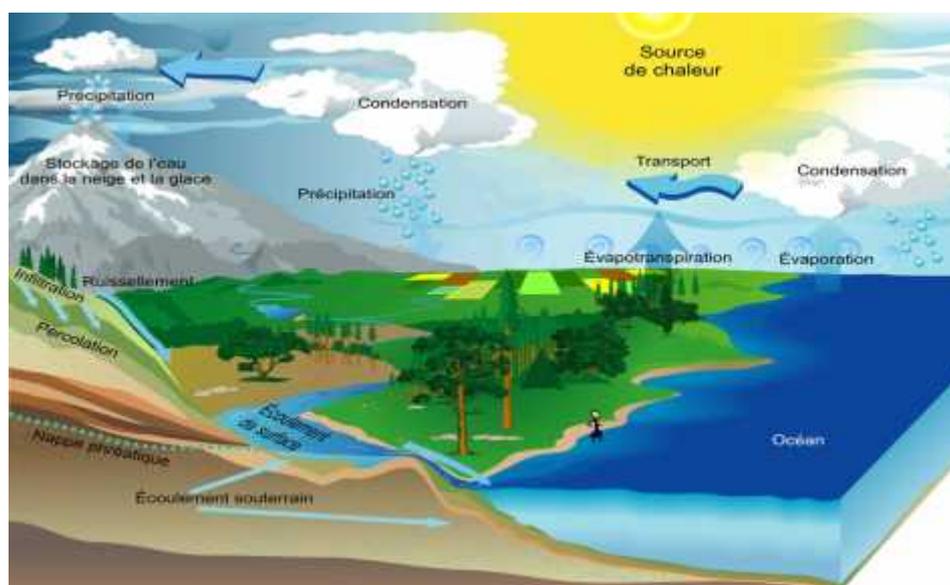


Figure I. 3 : le cycle d'eau

I. 2. Le contexte de réchauffement climatique

De nombreuses études (Alexandersson et al, 2000 ; Groisman et al, 2005 ; Webster et al, 2005; Alexander et al, 2006...) constatent que l'évolution du climat au cours des cinquante dernières années marquée par un réchauffement exceptionnel, a été accompagnée par des changements dans différents types de phénomènes extrêmes. Les changements principaux peuvent être résumés ainsi :

- Une augmentation du nombre des vagues de chaleur et des nuits chaudes.
- Une augmentation de l'étendue des régions affectées par des sécheresses.
- Une augmentation du nombre d'événements de précipitations intenses aux latitudes moyennes.
- Une augmentation de l'intensité et de la durée des tempêtes tropicales depuis 1970.
- Un déplacement des stormtracks vers les pôles. Dans l'hémisphère nord, une augmentation de leur activité. Ces changements reflètent les variations de la circulation atmosphérique, en particulier de la NAO.

Les processus physiques dans l'océan et l'atmosphère permettent d'entrevoir un éventuel lien entre les changements climatiques et les événements extrêmes. Les gaz à effet de serre,

naturellement présents dans l'atmosphère, contribuent à retenir la chaleur et maintiennent ainsi des conditions propices à la vie sur Terre. L'augmentation de leurs concentrations occasionne un déséquilibre du bilan énergétique terrestre, avec une augmentation dans la température.

L'augmentation de la température favorise l'évaporation de l'eau, ce qui fournit d'avantage de chaleur latente dans l'atmosphère. Cette énergie pourrait d'une part agir sur la dynamique des systèmes météorologiques tels que les zones de basse pression (Lambert and Fyfe, 2006).

D'autre part, cette situation peut donner naissance à de fortes rétroactions sur le cycle hydrologique (Allen and Ingram, 2002).

I. 2. 1. Pluies extrêmes et les méthodes de prédétermination

L'étude des pluies extrêmes permet de comprendre les phénomènes déclencheurs pour améliorer la prévision et la prévention des risques.

Généralement Les études hydrologiques sont réalisées pour la prévention du risque d'inondation ou le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques couvrent une large gamme de méthodologies. (Lang, 2014)

Elles visent à déterminer des valeurs de référence de pluie ou de crue extrême, associées à une période de retour T donnée ou à un maximum connu. Suivant la nature des enjeux, la cible d'étude sera relative à :

- Une probabilité annuelle de dépassement $p = 1/T$, qui va de 10^{-1} (réseau routier secondaire, réseau d'assainissement), 10^{-2} (autoroute, zone habitée), 10^{-3} (aléa majeur pour la directive inondations, barrage rigide) jusqu'à 10^{-4} (barrage meuble, centrale nucléaire) ;

- La crue historique la plus forte connue ou la crue centennale si celle-ci est plus forte (inondation) ;

- La limite du lit majeur susceptible de contenir l'enveloppe des plus grandes crues passées (étude hydro-géomorphologique). (Lang, 2014)

I. 2. 2. L'utilisation de la théorie des valeurs extrêmes

La théorie des valeurs extrêmes (Embrechtset al, 1997, Coles, 2001, Beirlantet al, 2004), fondée sur des résultats de la théorie des probabilités, offre un cadre mathématique rigoureux pour l'estimation des probabilités de valeurs rares à extrêmes de pluie et de débit. La loi GEV (loi généralisée des extrêmes, Generalized Extreme Value distribution) (Fisher et Tippet, 1928, Jenkinson, 1955) et la loi GP (loi de Pareto généralisée, Generalized Pareto distribution) (Pickands, 1975) permettent respectivement de caractériser le comportement en loi de maxima et de dépassements de seuils élevés. Une hypothèse forte de l'application directe qui est faite de cette théorie réside dans l'écart entre le comportement idéal et asymptotique d'une loi

mathématique et le comportement réel d'un phénomène physique observé dans des gammes de fréquence, nécessairement éloignées de l'asymptote, où l'homogénéité des événements n'est pas vérifiée et où les processus atmosphériques, hydrologiques et hydrauliques sont perturbés par des seuils physiques. (Lang, 2014)

✓ **Analyse locale**

L'application de la théorie des valeurs extrêmes sur une série courte de quelques dizaines d'années conduit à de fortes incertitudes d'estimation des événements extrêmes, liées à la distribution d'échantillonnage (forte sensibilité à la présence de valeurs singulières), à la possible hétérogénéité des populations fondant l'ajustement, et au choix du modèle probabiliste. Or les événements courants ne sont que peu informatifs, au sens statistique, pour la prédétermination des valeurs fortes de pluie ou de débit. La genèse physique de ces valeurs extrêmes est en effet bien différente de celle des événements courants. Appliquées sur de longues séries, ces approches redeviennent pertinentes pour l'estimation des valeurs extrêmes, d'où la préoccupation des hydrologues de développer des méthodes permettant d'incorporer des informations complémentaires aux seules séries locales de données de quelques dizaines d'années. (Lang, 2014)

✓ **Analyse régionale**

Une première façon d'augmenter la taille de l'échantillon d'analyse consiste à élargir le domaine spatial d'observation et à analyser simultanément les observations de différents postes de mesure d'une zone. La première application (Dalrymple, 1960) considérait que les distributions des sites d'une même région homogène étaient identiques, à un facteur multiplicatif près, appelé indice de crue. De nombreux raffinements ont été apportés depuis (Hosking et Wallis, 1997 a, St-Hilaire *et al.* 2003, Onibonet *al.* 2004, Ribatetet *al.* 2006, 2007), notamment sur la notion d'homogénéité hydrologique (découpage géographique, puis voisinage hydrologique) et sur le mode de traitement statistique qui permet de combiner information locale et régionale, avec un poids fonction du degré d'homogénéité-hétérogénéité du jeu régional de données. Une des limitations de ces approches est souvent de ne pas considérer l'impact de la dépendance spatiale entre données, ce qui peut conduire à sous estimer l'incertitude finale sur l'estimation des quantiles de pluie et de débit de référence (Hosking et Wallis, 1997b). Ces méthodes de régionalisation peuvent par ailleurs être utilisées pour estimer les quantiles de pluie ou de débit en site non jaugé, en combinant une loi régionale adimensionnelle (issue du formalisme précédent) et une méthode d'estimation de l'indice de pluie ou débit (régression multiple à partir de paramètres climatiques ou physiographiques explicatifs). (Lang, 2014)

I. 3. Intégration de données historiques

Une seconde approche consiste à réunir des informations sur les crues anciennes à partir de sources documentaires. L'intérêt est évidemment d'élargir l'échelle temporelle d'analyse, en utilisant des événements exceptionnels, qui sont potentiellement les plus riches d'information pour l'estimation des quantiles extrêmes. Le cadre statistique d'analyse doit être adapté (Miquel, 1984 ; Parent et Bernier, 2003 ; Neppetal, 2010 ; Gaume et al, 2010 ; Payrastretal, 2011) au fait que l'on ne dispose que de données incomplètes, en général principalement sur les crues ayant eu de forts impacts, et que la reconstitution du débit de pointe des crues historiques est entachée d'incertitudes beaucoup plus importantes qu'avec des données récentes (cf. transformation hauteur-débit). Une autre incertitude est liée à l'estimation du seuil de perception des crues historiques, fixé de façon empirique et susceptible d'évoluer dans le temps. (Beirlant J., Goegebeur Y., Teugels J. and Segers J., 2004)

I. 3. 1. Estimation de pluies extrêmes

On peut dire qu'un événement est extrême quand les précipitations pouvant causer des inondations, ou de son manque en lien avec les sécheresses, des rafales associées aux vents violents cause de dégât matériels et de pertes humaines, à l'absence de vent qui associée aux températures anormalement chaudes est synonyme de vague de chaleur. En plus de la "rareté" d'un événement, notion faisant référence à sa distribution statistique, il faudrait aussi considérer son intensité et sa durée, et finalement son impact sur l'environnement et sur différents secteurs socio-économiques. Cette notion complexe d'extrême se réfère ainsi à l'éloignement de la valeur d'une variable météorologique, ou à une combinaison de ces dernières, par rapport à leurs valeurs moyennes en un lieu et en un moment donné. Un événement extrême est donc une notion qui peut se référer à des conditions météorologiques ou types de temps qui ne sont pas habituels en un lieu et à un moment particulier pouvant occasionner des dommages.

I. 3. 1. 1. Estimation de pluies extrêmes sur un site mesuré

Au-delà de la période de retour 100 ans, on se situe généralement dans le domaine de l'extrapolation des observations. Des recommandations peuvent être faites pour exploiter au mieux les informations d'une série locale, avec un échantillonnage approprié :

✓ **Mieux vaut utiliser un échantillon de valeurs supérieures à un seuil (avec une loi GP) qu'un échantillon de valeurs maximales annuelles (avec une loi GEV)**

La loi GEV sous-estime un peu les quantiles, et on obtient une meilleure estimation (plus juste et plus robuste) avec la loi GP. On choisira empiriquement un seuil permettant de sélectionner

entre $2N$ et $4N$ valeurs (N étant le nombre d'années d'observations), en s'assurant de l'indépendance des valeurs de l'échantillon. (Lang, 2014)

✓ **Mieux vaut découper l'échantillon en sous-échantillons homogènes et recomposer ensuite chacune des distributions pour obtenir la distribution annuelle**

Cela permet de se rapprocher des conditions d'application de la théorie des valeurs extrêmes (valeurs de l'échantillon supposées indépendantes et identiquement distribuées). Il est intéressant d'utiliser un découpage saisonnier, qui induit une re-estimation de + 5 à 10% par rapport à un échantillonnage global. L'approche MEWP, par sous-échantillonnage par type de temps, permet d'avoir des échantillons plus homogènes et une meilleure qualité d'ajustement.

Si l'on utilise une loi à décroissance exponentielle (loi de Gumbel ou loi exponentielle) sur un échantillon global de précipitations journalières ou infra-journalières sans découpage préalable en sous-populations homogènes, on sous-estime la distribution des pluies fortes. (Lang, 2014)

❖ **Trois méthodes peuvent être recommandées :**

✓ **Estimation par une approche régionale de type index-flood avec une loi GEV**

Cette méthode a donné les meilleurs résultats en termes de justesse et de robustesse. Elle est simple d'application (une fois développée), avec d'une part une distribution régionale calée à partir des séries appartenant à la région d'étude, et d'autre part un index de pluie estimé à partir de la série locale. On dispose par ailleurs d'une estimation des intervalles de confiance.

Elle nécessite par contre un développement spécifique pour chaque durée de pluie étudiée (pluie maximale journalière, horaire ...). (Gottardi, 2009).

✓ **Estimation par le modèle de simulation SHYREG-Pluies**

Cette méthode a donné des résultats très proches en termes de justesse et de robustesse. Elle fournit une estimation pour une pluie locale à l'échelle d'un pixel de 1 km^2 . L'intérêt de la méthode est qu'elle fournit directement une estimation des quantiles de pluie, pour des cumuls entre 1 h et 72 h. (Lang, 2014)

✓ **Estimation par le modèle par type de temps MEWP (Multi-Exponential Weather Pattern).**

Ce type de distribution a donné de bons résultats en termes de robustesse, et en second rang pour la justesse, bien qu'elle n'exploite qu'une série locale de précipitations. L'information sur les types de temps s'avère un moyen intéressant d'améliorer la qualité des estimations. La méthode est directement applicable pour une pluie de bassin. L'hypothèse exponentielle serait cependant à reconsidérer pour certains types de temps, dans certaines régions du pourtour méditerranéen, si l'on s'en tient à la classification actuelle, pour remédier à une sous estimation des quantiles des pluies locales. (Lang, 2014)

I. 3. 1. 2. Estimation de pluies extrêmes sur un site non mesuré

Bien que très documentée dans la littérature, l'approche consistant à estimer les paramètres d'une loi GEV au droit de tous les postes voisins et à établir ensuite une régression expliquant ces paramètres en fonction de co-variables géographiques ne donne pas de bons résultats. (Lang, 2014). Il est préférable d'utiliser :

✓ Estimation par le modèle de simulation SHYREG-Pluies

Cette méthode a donné les meilleurs résultats en termes de justesse et de robustesse. Une estimation des quantiles est disponible sur l'ensemble du territoire métropolitain, pour des cumuls de pluies entre 1 h et 72 h, et des périodes de retour de 2 à 1 000 ans. (Lang, 2014)

✓ Estimation par une approche régionale de type index-flood avec une loi GEV

Cette méthode a donné de bons résultats en termes de justesse, et un peu moins robustes qu'avec le modèle SHYREG-Pluies.

La comparaison entre modèle local-régional et purement régional ne montre qu'une dégradation légère des performances en n'exploitant aucune information locale (site non jaugé). Ce constat plutôt rassurant vient de la relative bonne adéquation du réseau de mesure pluviométrique journalier à la variabilité spatiale des précipitations. Il est à nuancer pour les intensités de précipitation infra-journalière ou en zone d'altitude, avec une densité de réseau bien inférieure. (Lang, 2014)

I. 4. Les inondations

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où elle se manifestera. Les paramètres concourant à la formation des crues sont nombreux, cependant l'un d'eux est déterminant : la pluie. La prévision des inondations consiste donc principalement en une observation continue des précipitations.

Enfin, l'inondation est considérée comme un événement climatique extrême. Souvent qualifiée de risque naturel, elle est lourde de conséquences (pertes humaines, sociales, économiques et environnementales) tant pour les pays développés que pour les nations en développement bien que tous ne soient pas affectés de la même manière. La capacité à gérer l'impact de l'inondation varie également d'un pays, d'une région, d'une communauté et d'un groupe de population à l'autre. Dans tous les cas il est primordial de s'intéresser aux procédés de protection contre les inondations.



Photo I. 1 : Inondation en Algérie (Alger, 11/2001)

I. 4. 1. Types d'inondations :

En fonction de l'événement créateur de la catastrophe, On peut distinguer plusieurs types d'inondation :

- ✓ Inondations par crues torrentielles.
- ✓ Inondations par ruissellement en secteur urbain ou rural.
- ✓ Inondations par remonte de nappe.
- ✓ Inondations marines.
- ✓ Inondation par rupture d'une digue.
- ✓ Inondations de plaine.

I. 4. 1. 1. Inondations par crues torrentielles

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes (MEDD, 2004 et DGPC 2007)



Figure I. 4 : inondations par crues torrentielles

4. 1. 2. Inondations par ruissellement en secteur urbain :

Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un événement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines (MEDD, 2004 et DGPC, 2007)



Figure I. 5 : Inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain



Photo 2 : Inondations par ruissellement en secteur urbain

I. 4. 1.3. Inondations par remontées des nappes phréatiques

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement (Merabet, 2006)

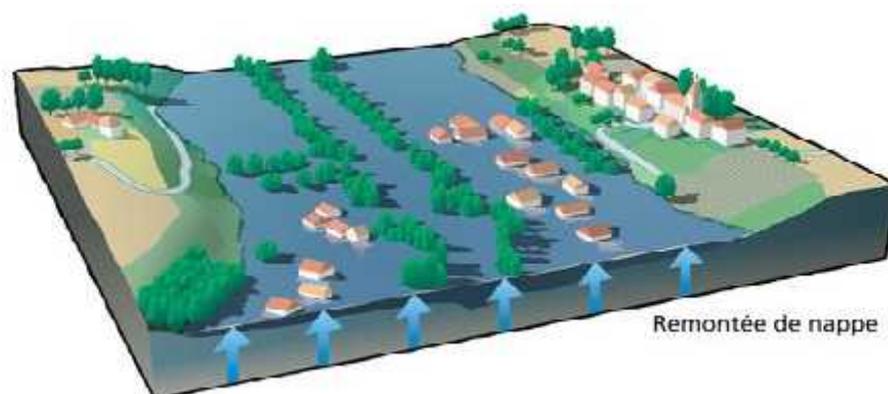


Figure I. 6 : inondations par remontées des nappes phréatiques

Les perturbations associées à ce type d'inondation entraînent des pressions en construction et des hauteurs sous bâtiments, des glissements de terrain et des inondations de bâtiments souterrains, une déstabilisation des barrages, etc. (Boubshir, 2007).

I. 4. 1. 4. Inondations marines

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer) et forts coefficients de marée. Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives. Elles se manifestent soit lors d'un raz de marée ou de tsunami (occurrence très faible, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (surcote marine, vents et précipitations importants) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressionnaires). (SPPPI, 2004)



Photo I. 3: Inondations marines

Ils apparaissent soit lors d'un tsunami (occurrence très faible, mais un phénomène dévastateur), d'un raz de marée, soit lors d'une tempête) ou en cas de défenses contre la fracture de la mer (dans ce cas, les risques sont concentrés le long de la route côtière dans les zones de basse pression) (Spppi, 2004).

I. 4. 1. 5. Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle :

Dans le cas de rivières endiguées, l'inondation survient brutalement soit par débordement au dessus de la digue, soit par rupture de la digue. Le phénomène peut être très brutal et d'autant plus dommageable que le site est proche de la digue. Le fait d'être derrière un ouvrage de protection dimensionné pour un certain niveau de crue peut donc rehausser le seuil de risque en cas de rupture ou dépassement de ce dernier. Des secteurs habituellement hors de l'eau peuvent se trouver brutalement inondés. Lorsque la crue est suffisamment importante, elle remplit puis

fait déborder la retenue. L'ouvrage n'atténue donc plus les débits. Le cours d'eau inonde alors sa plaine alluviale comme s'il n'y avait pas d'aménagement. Secrétariat Permanent pour la Prévention des Pollutions industrielles (SPPI, 2004). Les végétaux, arbres et arbustes, arrachés aux berges puis entraînés par le courant viennent parfois se coincer et boucher les ponts. Il en résulte une inondation aggravée en amont. La rupture de l'embâcle peut provoquer une vague qui augmente le risque d'inondation à l'aval.

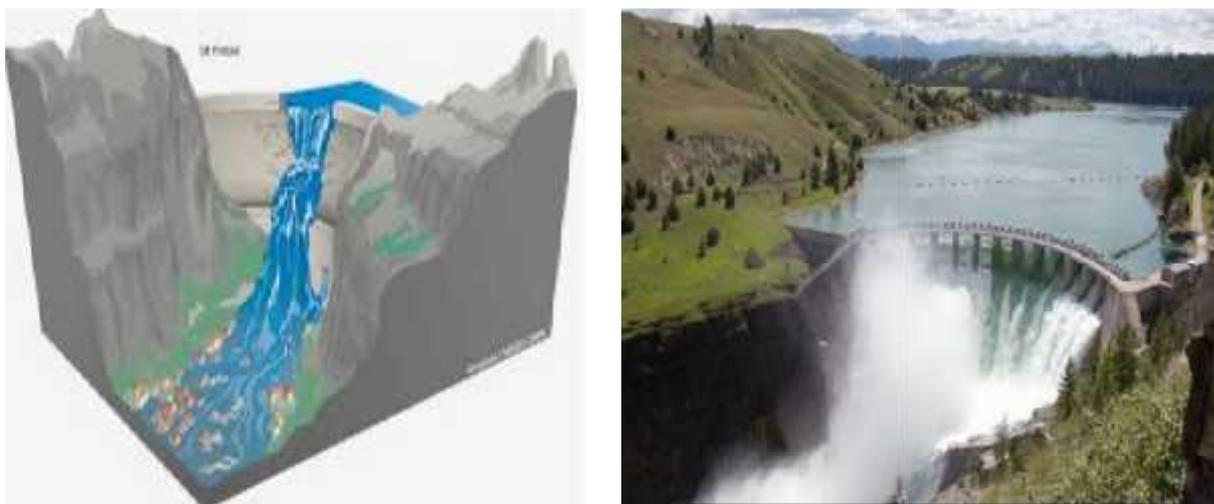


Photo I. 4 : Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle

Les zones en dehors de l'eau peuvent être brutalement inondées d'eau. Le barrage de glace consiste en un barrage de cours d'eau en créant un barrage naturel qui conduit à une grande rétention d'eau. Le barrage est constitué d'éléments solides déchirés en direction du lit de la rivière et portés par la rivière ou le glissement de terrain. La congestion peut survenir plusieurs jours après la survenance d'un mouvement du sol ou d'une pluie exceptionnelle (Popcher, 2007; Ledux; 2006; Causby, 2004)

I. 4. 1. 6. Inondations de plaines

Les inondations de plaine se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur. Après une ou plusieurs années pluvieuses, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise : il s'agit d'inondation par remontée de nappe phréatique. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés (Ministère de l'écologie et du développement durable, 2004). Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines

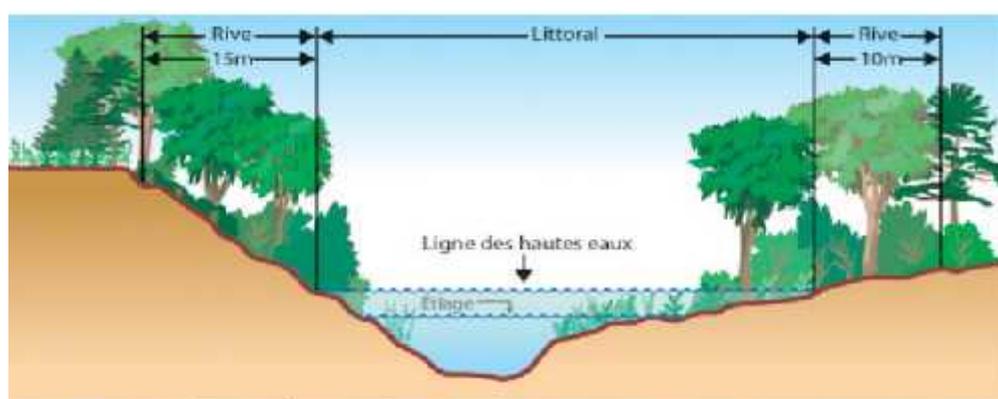


Image : Ministère du Développement Durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs.

Figure I. 7 : inondation par plaine

Dans les quatre premiers cas, le phénomène générateur est la pluie et l'inondation engagera à partir des fleuves et des rivières ; la classification consiste donc à distinguer les inondations provoquées par des crues à **cinématique lente** (inondations de plaine, remontée de nappe) de celles générées par des crues à **cinématique rapide** (crues torrentielles, ruissellement). Tandis que dans les deux derniers cas ; le premier c'est les circonstances locales qui jouent pour faire d'une inondation un événement particulier et le deuxième c'est l'action de la mer qui est le facteur principal déterminant la survenance des désordres.

(Ledoux, 2006).

Le risque d'inondation peut donc être défini comme étant un phénomène naturel lié aux caractéristiques géomorphologiques et météorologiques d'un bassin versant qui se manifeste par une submersion, rapide ou lente, d'une zone pouvant être habitée; et qui occasionne des dommages de tout genre.

I. 5. Inondations à cinétique lente et rapide

Il est important de distinguer deux types de crues, dont les dynamiques, la gestion et les conséquences sont distinctes. Il s'agit des inondations à cinétique lente et des inondations à cinétique rapide.

I. 5. 1. Les inondations à cinétique lente

Concernent le plus souvent des bassins versants moyens à grands, dont la superficie. Elles sont causées par des précipitations sous forme de pluies ou de neige successives et prolongées saturant les sols, et se caractérisent par une montée des eaux et une décrue lentes et progressives, de l'ordre de la journée ou plus. Les durées de submersion sont ainsi longues, et les quantités d'eau écoulées sont importantes. Ces inondations n'étant pas violentes, le risque direct pour la population est relativement limité lors de l'inondation, mais le coût des

dommages liés à la durée de submersion est élevé. Ces inondations sont aussi désignées sous le terme d'inondations de plaine ou d'inondations fluviales

Tableau I. 1 : Les inondations à cinétique lente, estuariennes ou littorales

| | Inondations de plaine | Remontées de nappes phréatiques | Inondations littorales ou estuariennes |
|----------------------------------|---|--|--|
| Espaces concernés | Grands bassins versants (15 000 à 100 000 km ²) | Plaines alluviales, vastes surfaces inondées | Littoraux, estuaires |
| Causes | Pluies successives et prolongées (jours, semaines, mois) d'origine océanique mais d'intensité modeste (quelques mm à dizaines de mm/h) saturant les sols | Pluies successives et prolongées (mois précédant l'événement) saturant les sols et rechargeant les nappes jusqu'à atteindre la surface | Conjonction d'une crue fluviale et d'un niveau de la mer exceptionnellement élevé sous l'effet de forts coefficients de marée ou par les effets des marées de tempête. (Cas particulier : tsunamis engendrant une vague déferlante inondante rapide pénétrant à l'intérieur des terres (tsunami du 26/12/2004, Asie du sud)) |
| Conséquences pour l'homme | Risque humain limité mais coût élevé des dommages lié à la durée de submersion et aux volumes importants écoulés | Risque humain direct quasi nul mais coût élevé des dommages lié à la durée de submersion | Risque humain direct très limité (sauf cas particulier de tsunami), Majoration de l'impact des crues (extension spatiale, durée, coût des dommages) |

I. 5. 2. Les inondations à cinétique rapide :

Concernent quant à elles des bassins versants très réactifs, souvent de petite superficie, ayant une dimension allant de quelques km² à une centaine de km², ou encore le lit de torrents à forte pente (> 6°). Elles sont le plus souvent dues à des pluies orageuses extrêmes localisées sur des surfaces petites à moyennes, et se caractérisent par une montée des eaux rapide, d'une durée souvent inférieure à 1 heure, par un fort pouvoir érosif et destructif et par une charge alluviale élevée. Le risque humain et économique est alors très élevé, car le temps d'alerte est souvent très limité et l'évacuation est difficile. L'échelle temporelle du risque n'est ainsi pas la même en cas d'inondation lente et d'inondation éclair. Lors d'une inondation soudaine, les crises sont gérées à court terme: les dégâts humains et matériels sont importants dès les premiers moments de la crue et les enjeux sont importants immédiatement. Dans ce contexte, les mécanismes d'alerte et de protection sont les mieux adaptés pour minimiser les dommages matériels et humains. Différemment, en cas de crue lente, gestion de crise à long terme: les dégâts humains et matériels sont faibles au début de la crue, mais le risque augmente avec la durée de la crue. L'apport d'un outil permettant de spatialiser le risque en temps quasi-réel devient alors pertinent. Un cas concret de ce type d'inondation est survenu au printemps 2011 dans le bassin versant de la rivière Richelieu au Québec et dans l'état de New-York (Environnement Canada, 2011; GéoInfo, 2011; CyberPresse.ca, 2011). Les réactions de la Sécurité générale du Québec (Serge Legar, Nicholas Guinac, Communications personnelles) ont mis en évidence les limites des outils actuels et souligné la nécessité de développer un outil opérationnel pour cartographier les dangers presque en temps réel. Inondations en milieu urbain pouvant soutenir la gestion des mesures d'urgence et ainsi réduire les impacts humains des inondations.

Tableau I. 2 : Les inondations à cinétique rapide torrentielle

| | | | | | |
|--|----------------------------|---|-------------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|
| | Inondations rapides | Crues subites ou éclair (flash flood) et laves torrentielles | Ruissellement pluvial urbain | Débâcles glaciaires | Rupture accidentelle d'ouvrage |
|--|----------------------------|---|-------------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|

| | | | | | |
|---------------------------------|---|---|---|---|---|
| <p>Espaces concernés</p> | <p>Bassins 500 à 5000 km², à pentes fortes en zone tempérée ; surfaces variables planes ou non en zone intertropicale</p> | <p>lit des torrents en forte pente (> 6%) et petits bassins² (quelques km à 20 à centaine de km)</p> | <p>Zones urbaines imperméabilisées des petits bassins (< dizaine de km²) souvent en piémont</p> | <p>Plaines et montagnes du climat doux à l'hiver froid et aux hautes latitudes</p> | <p>Vallées en aval d'un barrage, plaine alluviale en arrière de digues</p> |
| <p>Causes</p> | <p>Pluies pendant 6 à 36h, orageuses, de mousson ou cycloniques très intenses (plusieurs dizaines de mm/h [1 mm de pluie est équivalent à 1 litre d'eau par m²] et centaines de mm/h en zone intertropicale,</p> | <p>Pluies orageuses intenses localisées, phénomènes cévenols en climat méditerranéen (100 à 300 mm de pluie en quelques heures en France)</p> | <p>Pluies orageuses intenses localisées (quelques centaines de mm en quelques heures) engendrant un ruissellement ou une stagnation d'eaux non absorbés par les</p> | <p>Rupture d'embâcle glaciaire sous l'effet de la pression, d'un redoux brutal de température ou d'une éruption</p> | <p>Surcharge liée à un événement météorologique exceptionnel (pluies orageuses, abondantes, prolongées)</p> |

| | | | | | |
|--------------------------------|---|---|---|--|--|
| <p>Caractéristiques</p> | <p>Montée des eaux et décrue lentes et progressives (quelques cm/h), prévisiblesLongue durée de submersion Gros volume écoulé (centaines de millions à plusieurs milliards de mètres cubes)</p> | <p>Rapidité de montée des eaux (souvent < à 1h), charge alluviale élevée et fort pouvoir érosif. En région tropicale, facteur déclenchant de glissements de terrain de grande ampleur. Crues caractérisées de laves torrentielles sur des torrents à pente > 20% et dans le cas de plus de 50% de matériaux solides déplacés par rapport au volume d'eau.</p> | <p>Rapidité de montée des eaux (quelques dizaines de min à quelques heures) concentrées sur les axes de voiries en dehors de tout réseau hydrographique apparent, hauteur de submersion élevée (jusqu'au toit des maisons), vitesse d'écoulement rapide d'eaux boueuses chargées en objets divers</p> | <p>Crue soudaine et violente résultant de la rupture du barrage (embâcle) pouvant se manifester par une vague destructrice en aval, chargée de blocs de glace, arbres etc.</p> | <p>Crue soudaine et violente résultant de la rupture de l'ouvrage. Dans le cas des barrages, déferlement des eaux pouvant entraîner la formation d'une vague destructrice en aval.</p> |
|--------------------------------|---|---|---|--|--|

| | | | | | |
|----------------------------------|--|--|--|---|---|
| Conséquences pour l'homme | Risque humain et économique élevé | Risque humain et économique très élevés : alerte réduite et évacuation difficile, majoration des risques dans le cas des laves torrentielles qui se solidifient avec la décrue (effet destructeur et | Risque humain et économique très élevé du fait du caractère urbain des zones touchées et de l'alerte extrêmement réduite | Risque humain et économique généralement limité (affectent rarement des zones urbanisées) | Risque humain dépendant du délai d'alerte pour l'évacuation selon l'état de surveillance des ouvrages. Risque économique très élevé |
| | Alerte réduite et évacuation difficile | | | | |

I. 6. Aléa et Vulnérabilité

Le concept de danger est profondément transformé par les recherches en cours. On peut dire que les études de risques, qui ont attaché une grande importance au risque, ont changé d'objectifs. Elle met de plus en plus en évidence la vulnérabilité des sociétés humaines. Par conséquent, les risques sont désormais définis comme un mélange de risque et de vulnérabilité. Le danger, le risque et la faiblesse sont les concepts de base de cette étude. Leurs définitions varient selon les domaines d'expertise (sécurité civile, ingénierie, assurance, etc.), les auteurs ou les études (Schneiderbauer et Ehrlich, 2004), il est nécessaire de leur donner une définition claire dans le cadre de la sécurité civile.

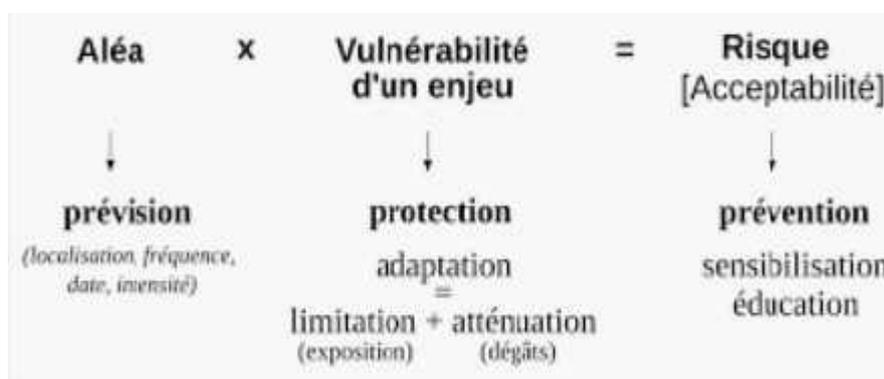


Figure I. 8 : Aléa et Vulnérabilité

I. 6. 1. La vulnérabilité

La vulnérabilité de l'occupation des sols aux inondations traduit le fait que les dommages économiques directs et indirects, et plus au moins sévères, apparaissent lorsque l'eau inonde une parcelle. De façon classique, des courbes de dommages qui relient entre eux les paramètres de profondeur d'eau et le coût des dommages correspondants peuvent être construites d'une manière classique. La vulnérabilité se définit dans le même espace que l'aléa, à savoir en termes de profondeur, durée et période de retour (h, d, T) (Gilard, 1998).

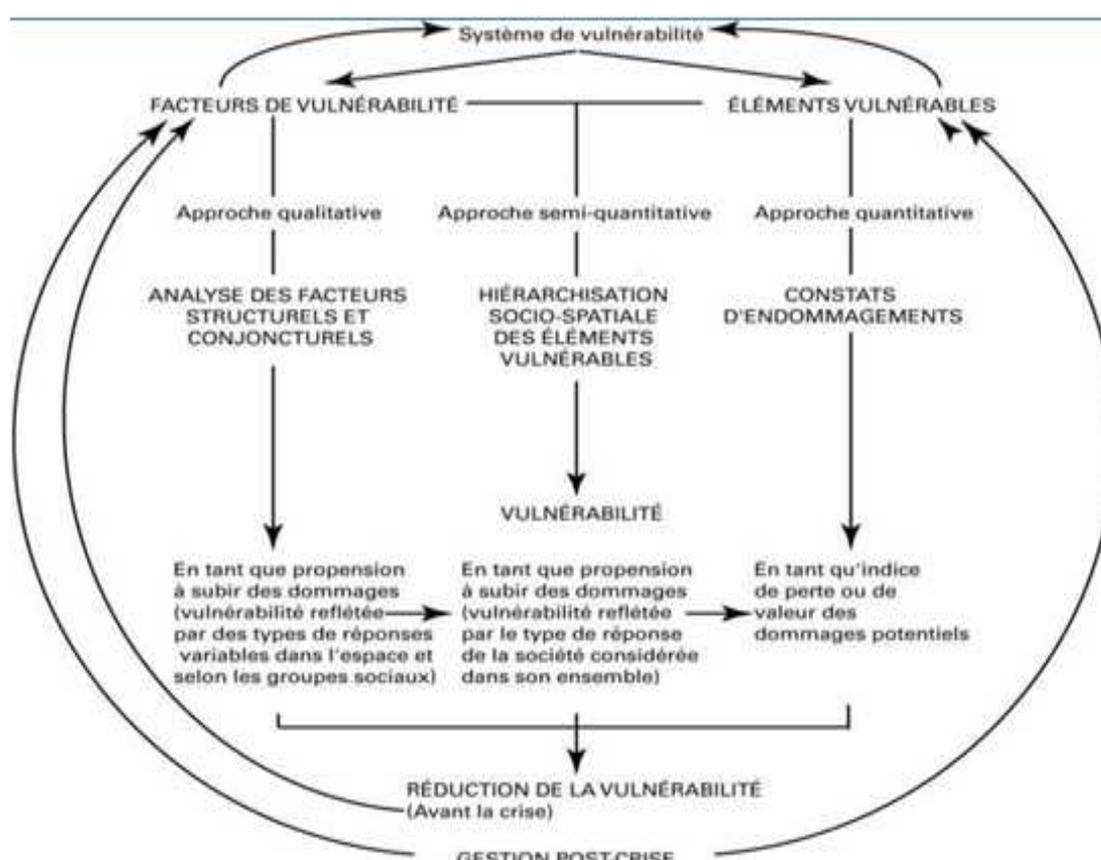


Figure I. 9 : Synthèse des différentes approches de la vulnérabilité et relations

(Source : R. D'Ercole, 1994)

Les inondations ne constituent pas une menace dans une zone inhabitée et il n'y a aucun élément théoriquement faible de la sécurité civile. Si au contraire, elle affecte une zone densément peuplée, où les infrastructures sont importantes, et les risques seront présents et peuvent être élevés (Cutter et al. 2003).

Par conséquent, la capacité du risque à causer des dommages est causée par ses propres propriétés, ainsi que celles de l'environnement affecté. Par conséquent, surmonter une analyse

complète et fiable des risques associés aux inondations ne peut pas surmonter l'un de ces deux éléments, le risque et la vulnérabilité, et doit intégrer avec précision toutes leurs caractéristiques (Morin, 2008; Biduzi et al. 2009).

En cas de risque d'inondation, ces caractéristiques diffèrent selon l'étude. Vitesse des vagues, hauteur de l'eau, durée des crues, température de l'eau, l'étendue de l'inondation ou la concentration de sédiments peuvent être prises en compte (Zhai et al, 2006). Nous avons choisi d'utiliser les trois caractéristiques qui, selon nous, sont les plus susceptibles d'affecter la vulnérabilité:

Haut niveau d'eau dans les zones inondées, durée des inondations et étendue spatiale des inondations.

La vulnérabilité sera quant à elle caractérisée à l'aide de trois dimensions principales :

- ✓ La vulnérabilité intrinsèque.
- ✓ La vulnérabilité du bâti.
- ✓ La vulnérabilité des infrastructures essentielles.

I. 6. 2. L'aléa

Une inondation, au sens d'aléa, est un phénomène naturel très complexe dont l'analyse nécessite des outils performants et élaborés comme les modèles hydrodynamiques. Dans le cadre de la gestion des inondations, la modélisation hydrodynamique est devenue un outil courant (Horritt et Bates, 2002). Elle vise à prédire numériquement l'évolution spatio-temporelle des caractéristiques hydrauliques d'une rivière au cours d'une crue (débit, courants, hauteur d'eau, surfaces inondées, etc.). C'est un outil offrant un grand intérêt pédagogique (création de cartes d'inondations pour l'information des populations : prévention), et/ou prospectif. (Kreis, 2004)

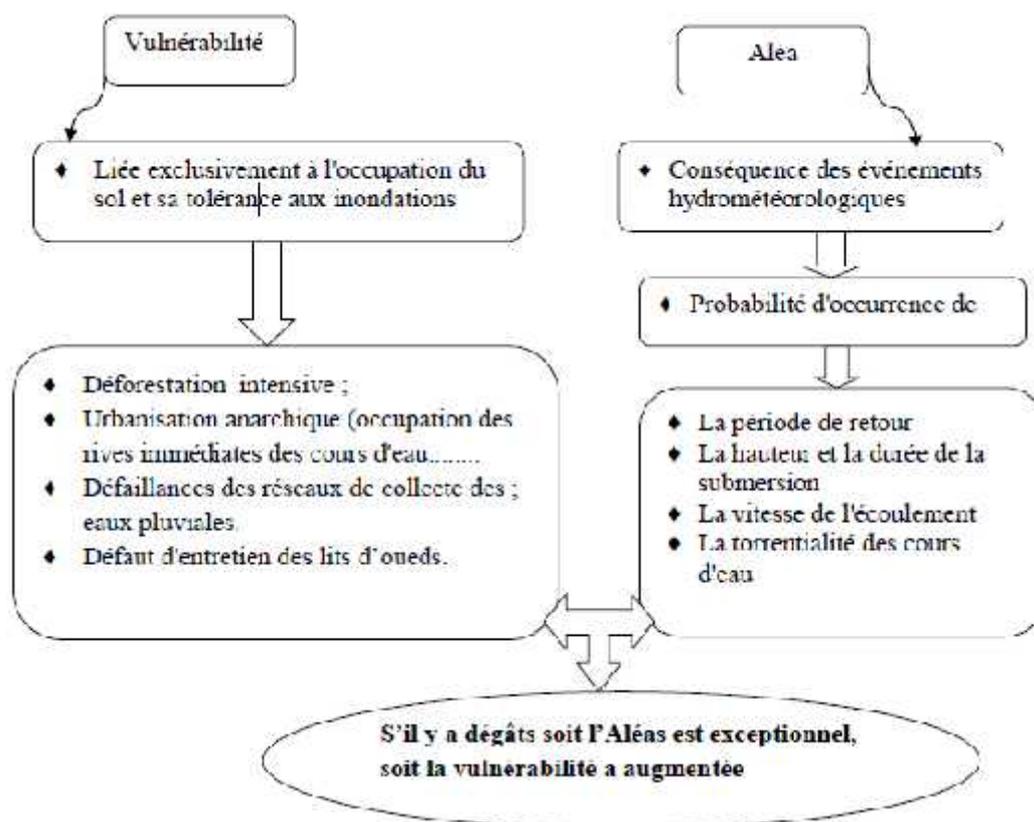


Figure I. 10 : représente une schématisation de la vulnérabilité et de l'aléa d'inondation en Algérie (Merabet, 2008).

❖ Délimitation des zones à risque

La délimitation des zones à risque est liée à la capacité hydrologique du bassin versant et la capacité hydraulique à transporter le débit de crue, ainsi que à la distribution des enjeux dans le lit majeur. On distingue généralement plusieurs zones de crues selon les périodes de retour.

I. 7. Exemples des inondations par pays

I. 7. 1. Les inondations en France

Le risque d'inondation en France est la combinaison de la probabilité de survenue d'une inondation sur le territoire national français et de ses conséquences négatives potentielles pour la santé humaine, l'environnement, les biens, dont le patrimoine culturel et l'activité économique. Classé dans la catégorie des risques naturels majeurs, le risque d'inondation fait l'objet d'un suivi continu, d'un cadre réglementaire de prévention et d'une information de la population. Une organisation des secours a par ailleurs été mise en place pour faire face à d'éventuelles catastrophes.



Photo I. 5 : Inondation en Ile la franc

I. 7. 2. Les inondations en Algérie

Tableau I. 3 : Les inondations en Algérie

| Lieu | Date | Bilan des dégâts |
|-------------------------|---------------|--|
| Mostaganem | Novembre 1927 | 3000 morts, échelle de gravité : 5. |
| Azazga (Tizi Ouzou) | 12/10/1971 | 40 décès, des centaines d'habitations détruites |
| Tizi Ouzou | 28-31/03/1974 | 52 décès dans la wilaya, 18000 sinistrés, dégâts estimés à 27 millions de DA |
| El-Eulma (Sétif) | 01/09/1980 | 44 décès. |
| à Annaba (centre ville) | 11/11/1982 | 26 décès, 9500 sinistrés, dégâts matériels importants |

| | | |
|--|---------------------|--|
| Skikda | 30/01- 4/02/1984 | 174 maisons démolies, 500 familles sinistrées, terrains agricoles fortement endommagés, |
| Skikda | 28- 30/12/1984 | 11 décès, immersion de 400 hectares, dégâts évalués alors à 50 millions DA |
| Jijel | 29/12/1984 | 29 décès, 11000 sinistrés |
| Sidi Bel Abbas | 04/10/1986 | 1 décès, 200 familles sans abri |
| Oued Rhiau | 20/10/1993 | 22 décès, 14 blessés |
| Bordj Bou Arréridj | 23/09/1994 | 16 décès, dégâts (10 millions DA) |
| Annaba | 23- 30/04/1996 | 5 décès. |
| Alger (Babel Oued) | 09- 11/11/2001 | Plus de 700 décès, 115 disparus, des milliers de blessés, dégâts (30 milliards de DA) |
| Skikda | 17-11- 2004 | plus de 100 familles sans abri, 219 familles sinistrées, établissements scolaires fermés (3 lycées, 6 collèges d'enseignement moyen et 4 écoles fondamentales) |
| Sud (régions d'Ilizi, Adrar et Tamanrassct) | 06- 09/03/2005 | 3 décès, 09 disparus et 70 évacués par hélicoptère, routes, agriculture et infrastructures endommagées, plusieurs villages inondés |
| Tindouf | 09- 11/02/2006 | 50 à 60% d'infrastructures détruites aux camps des réfugiés sahraouis (12200 familles sans abri) |
| Bechar | 18 Octobre 2007 | 2 morts emportés par les eaux, |

| | | |
|------------------------|----------------------------|--|
| <p>Ghardaïa</p> | <p>01 Octobre 2008</p> | <p>Plus de 34 décès et 50 blessés, maisons effondrées sur leurs habitants, des dizaines de véhicules emportés par les eaux, arbres arrachés, poteaux électriques ensevelis, dégâts aux surfaces agricoles et au cheptel ovin, plus de 1000 maisons inondées dont 600 sont endommagées.</p> |
| <p>Bechar</p> | <p>10 Octobre 2008</p> | <p>8 morts, dégâts matériels importants, la plus grande inondation depuis 1959.</p> |

I. 7. 2. 1 Les inondations de Bâb el oued

Les pluies abattues sur Alger (Bab el Oued) entre le 9 et le 11 Novembre 2001 (262 mm dont 204 mm en 24 heures) ont provoqué l'une des inondations les plus dramatiques qu'a connue l'Algérie. Le bilan de la catastrophe s'est soldé par plus de 700 morts, 115 disparus et 15 des milliers de blessés. Les dommages aux biens (effondrement des constructions, coupures des routes et de l'électricité, renversement de voitures, arbres et poteaux électriques arrachés, liaisons ferroviaires interrompues entre Alger et les autres villes) ont été estimés à 30 milliards de dinars algériens (300 millions de dollars). Ces pluies torrentielles (130 mm enregistrées à la station de Bouzereah durant la matinée du 10 Novembre), accompagnées de violentes rafales de vent et de coulées de boue, ont provoqué tellement de dégâts que les autorités algériennes ont déclenché le plan ORSEC pour venir au secours des victimes (évacuation des milliers de familles) et ont appelé à la solidarité internationale (Photo I.6).





Photo I. 6 : Inondation de Bab El Oued du 10 et 11 Novembre 2001 (giovanola et heritier, 2002)

I. 7. 2. 2. Les inondations d'el tarf

Ces inondations ont été provoquées par les importantes précipitations dans la wilaya d'El Tarf, entraînant le débordement de l'oued Seybouse dont les eaux ont submergé plusieurs localités, occasionnant d'importants dégâts matériels et entraînant la mort de trois personnes.



Photo I. 7 : Inondation d'El Tarf

I. 7. 3. Les inondations à Haïti



Photo I. 8 : Inondation 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.

✓ Nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles :

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.



Photo I. 9 : Inondation de Ghardaïa



Photo I. 10 : Inondation d'AIN Defla

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



Photo I. 11 : Inondation d'EL Bayadh



Photo I. 12 : Inondation de Bâb El Oued

Le **10 novembre 2001**, en 24 heures, environ 100 mm de pluies sont tombés sur différents Quartiers d'Alger, et principalement sur **Bâb El Oued**, engendrant environ 1000 morts dont 700 à Bâb El Oued Le déluge n'a duré que trois heures, mais il a provoqué des dégâts importants. Les trombes d'eau et les vents

violents qui ont soufflé à plus de 120 km/h ont fait déferler 500 000 m³ d'eau sur cet immense quartier populaire de la capitale.

I. 8. 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, Hydroworks, 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. 9. Conclusion

En conclusion, le problème de protection contre les inondations ne possède pas de solution unique, car ce sont les conditions locales qui commandent. On peut dire qu'il y a autant de problèmes différents à résoudre que de zones inondables. De plus, la réalisation de telle ou telle protection nécessite la réunion d'un certain nombre de conditions qui la plupart du temps limite les possibilités et les résultats. Il faut donc rechercher toujours le type de protection le mieux adapté à la zone à protéger en prenant les marges de sécurité suffisantes, car les méthodes d'études ne sont pas toujours précises.

Dans le domaine de la protection contre les inondations, il ne faut pas attacher également une valeur formelle aux études économiques qu'elles n'ont pas. Les résultats auxquels elles conduisent doivent être beaucoup plus considérés comme étant des estimations grossières, mais qui permettent de juger si les opérations envisagées ne sont pas déraisonnables sur le plan économique et surtout de comparer les solutions entre elles.

En Algérie, la majorité des crues et inondations sont dues à des précipitations torrentielles qui engendrent des dégâts humains et matériels considérables.

The background of the page is a repeating pattern of roses in a light, muted color. The roses are arranged in a grid-like fashion, with some in focus and others blurred, creating a textured, decorative effect.

*Chapitre II:
Modélisation hydrologique
et hydraulique*

II. Introduction

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

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

I. 1. Définition d'un réseau d'assainissement urbain

Les réseaux d'assainissement urbains sont constitués d'un ensemble des ouvrages construits par l'homme pour canaliser les eaux pluviales et les eaux usées à l'intérieur des agglomérations.

La majeure partie de ces ouvrages sont des canalisations souterraines reliées entre elles. Le réseau d'assainissement est un des éléments constituant le système d'assainissement (CHOCAT. B)

II. 2. Définition d'un système d'assainissement

Ensembles des ouvrages destinés à collecter, transporter et traiter les eaux usées et les eaux pluviales d'une agglomération. On distingue classiquement les ouvrages de collecte et de transport (regards, stations de pompage, bassins de retenue), et les ouvrages d'épuration notamment les stations d'épuration (CHOCAT. B)

II. 3. Choix d'un système d'assainissement

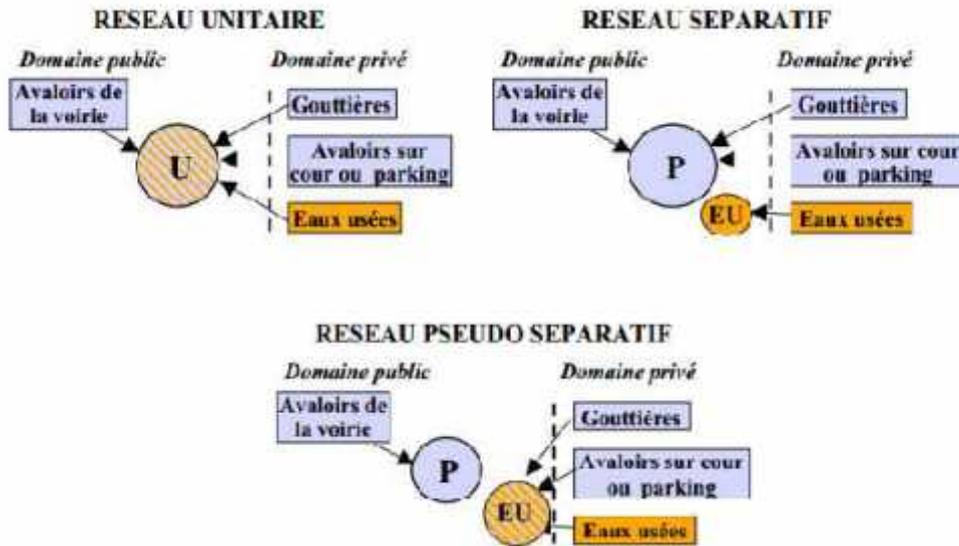
Le choix d'un système repose essentiellement sur les points suivants :

- ✓ Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- ✓ Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- ✓ Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- ✓ L'implantation des canalisations dans le domaine public.

II. 4. Différents types de réseaux d'assainissement

En fonction des divers critères technico-économique, on distingue trois systèmes d'assainissement :

- ✓ Système unitaire.
- ✓ Système séparatif.
- ✓ Système pseudo séparatif.



U : unitaire, P : eaux pluviales, EU : eaux usées

Figure II. 1 : Différents systèmes d’assainissement (BOURRIER. R, 2008)

II. 4. 1. Système Unitaire

Ce système permet d’évacuer en commun toutes les eaux (usées, pluviales) dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d’égout et des stations d’épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement (CTGREF, 1976)

| avantages | inconvénients |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ La réalisation du système est simple, il nécessite un seul branchement. ✓ Simplicité de branchement. ✓ Cout moins élevé. ✓ L’économie à la conception et à l’entretien. ✓ Faible encombrement, car le débit pluvial produit un effet de "chasse" dans les canalisations. | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Traitement difficile. ✓ Absence d’auto curage, vue l’importance des gros diamètres utilisés. ✓ Nécessite d’utilisation d’un gros diamètre avec des raccordements parfaitement étanches afin d’éviter la pollution de la nappe phréatique. ✓ Le flot peut être entièrement véhiculé sur tout le réseau d’où nécessite de créer des déversoirs d’orage. |

Le Schéma d’un réseau unitaire est présenté par la figure N°2.

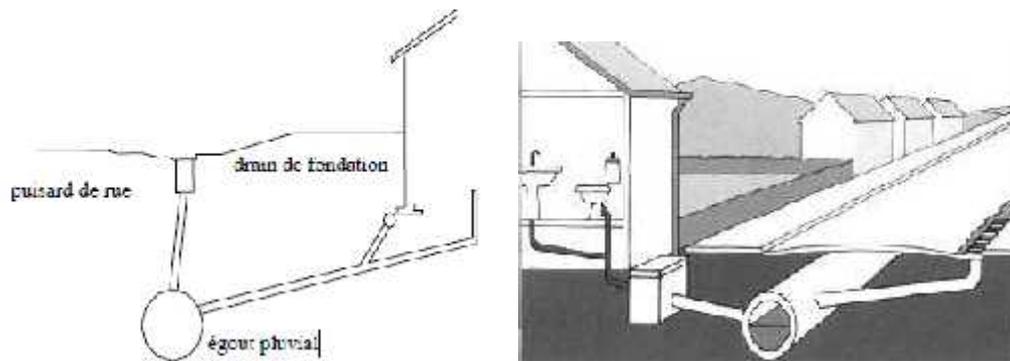


Figure II. 2 : schéma d'un réseau unitaire

II. 4. 2. Système séparatif

Ce système comprend deux réseaux :

- Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- Un réseau pour évacuer les eaux d 'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.
- Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel (SALAH. B, 2014).

| avantages | inconvénients |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ Il assure un fonctionnement régulier à la station d'épuration et une durée de vie plus longue. ✓ Economie des sections d'ouvrages. ✓ Traitement facile, le débit et la charge d'effluent presque constant. ✓ Entretien peu fréquent, car les tuyaux étant dimensionnés en fonction du volume d'eau usée à transporter et du petit diamètre ce qui facilite l'auto curage. | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Branchement particuliers doubles ✓ Pose un double réseau ce qui conduit à un cout de réalisation plus élevé. ✓ Faible débit, donc vitesse d'auto curage rarement atteindre d'où dépôts et obstruction des conduites. |

Le Schéma d'un réseau séparatif est présenté par la figure N°3

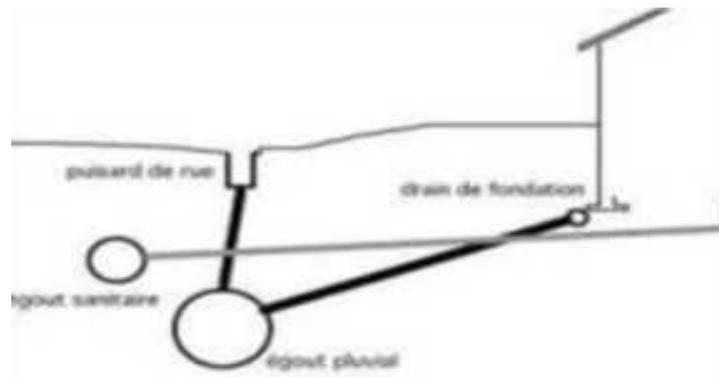


Figure II. 3 : schéma d'un réseau séparatif

II.4. 3. Système pseudo-séparatif (mixte)

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d’eaux pluviales en deux parties :

- L’une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s’écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.
- L’autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d’assainissement à l’aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d’un même immeuble (SALAH. B, 2014).

| avantages | inconvénients |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ Possibilité d’un seul branchement. ✓ Cout de réalisation moins élevé. ✓ Ce système est économique tant que l’évacuation souterraine du flot de ruissèlement superficiel n’est pas nécessaire. ✓ Effet de chasse produit par l’eau des toitures | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Ce sont les même que pour un réseau unitaire. |

Le Schéma d’un réseau pseudo-séparatif est présenté par la figure N°4.

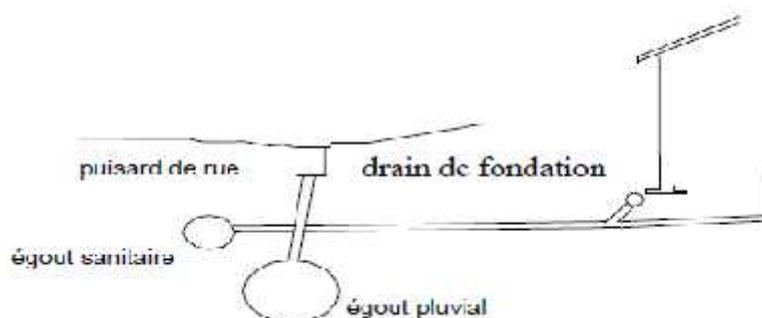


Figure II. 4 : schéma d'un réseau pseudo-séparatif

On propose le tableau II.1 qui récapitule les particularités de chaque système :

Tableau II.1: domaine d'utilisation et contraintes d'exploitation des différents systèmes:
(Gomella et Guerree, 1986)

| Système | Domaine d'utilisation | Contraintes d'exploitation |
|-------------------------|---|---|
| Unitaire | - Milieu récepteur éloigné des points de collecte; - Topographie à faible relief; - Débit d'étiage du cours d'eau Récepteur important. | - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage; - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur. |
| Séparatif | - Petites et moyennes agglomérations - Extension des villes ; - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. | - Surveillance accrue des branchements; - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). |
| Pseudo séparatif | - Petits et moyennes agglomération; - Présence d'un milieu récepteur proche. | - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage; - Surveillance accrue des branchements. |

II. 5. Fonctions d'un réseau d'assainissement

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- ✓ Fonction de protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, de temps de pluie ou de temps sec.
- ✓ Fonction de stabilité de ses ouvrages élémentaires.
- ✓ Fonction de protection de l'environnement naturel.

II. 5. 1. Schémas perpendiculaire au cours d'eau :

Avec ses multiples débouchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées (figure II.5).

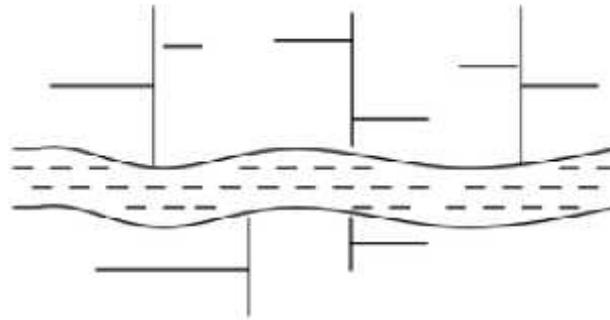


Figure II. 5 : Schéma perpendiculaire

II. 5. 2. Schémas par déplacement latéral ou à collecteur latéral :

Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l’effluent à l’aval de l’agglomération. Dans ce but, il reprend l’ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d’un collecteur de berge. Mais ce dispositif, par son défaut de pente, peut entraver le recours à l’écoulement gravitaire (figure II.6).

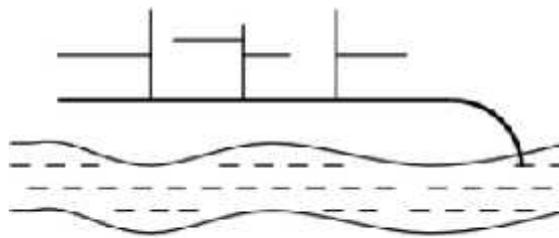


Figure II. 6 : Schéma à déplacement latéral

II. 5. 3. Schémas à collecteur transversal ou de collecte oblique :

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d’une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l’ensemble des effluents plus loin à l’aval que dans le dispositif précédent (figure II.7).

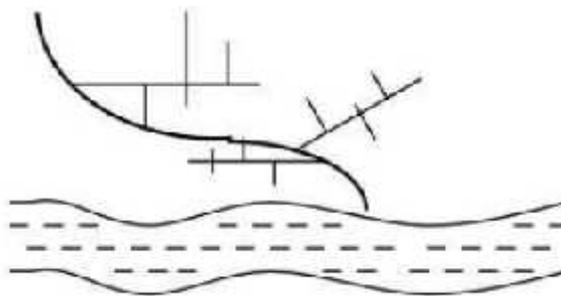


Figure II. 7 : Schéma collecteur transversal ou oblique

II. 5. 4. Schémas par zones étagées ou par intercepteur

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs bas, qui sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant, appelés intercepteurs, peuvent être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, et sont au contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte (figure II.8).

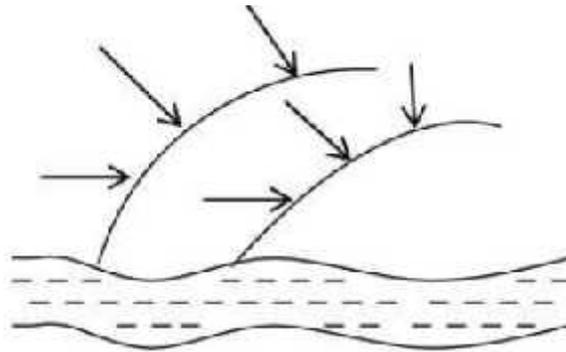


Figure II. 8: Schéma à collecteur étagé

II. 5. 5. Schémas à centre collecteur unique et le schéma radial

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, où il est possible de reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations. Le système séparatif s'y révèle tout indiqué, ne serait-ce qu'en raison de l'importance ou de la multiplicité des relèvements que ces schémas nécessitent, sous réserve toutefois que l'évacuation des eaux pluviales n'implique pas elle-même des sujétions semblables (figure II. 9).

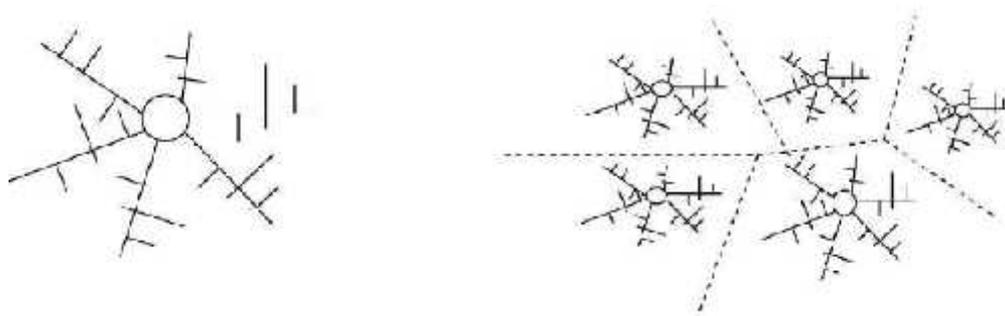


Figure II. 9 : Schéma de type radial

II. 6. Définition de modèles

Un modèle est défini comme la représentation simplifiée de tout ou partie des processus représentant le phénomène hydrologique ou hydraulique par un ensemble de concepts mathématiques, exprimés en langage mathématique et reliés entre eux dans des séquences temporelles et spatiales correspondant à celles que l'on observe dans la nature.

Un modèle mathématique est constitué d'un ensemble de variables généralement mesurables choisies pour représenter l'objet étudié; et d'un ensemble de relations mathématiques entre ces variables (de forçage), choisies pour représenter son fonctionnement. Ces relations font intervenir des paramètres, qui permettent de calculer à partir des variations spatio-temporelles imposées à certaines de ces variables, les variations correspondantes des autres variables (Benkaci, 2006).

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, de température ou des intensités de pluies ;
- **Variables de sortie** (variables dépendantes) : il s'agit des sorties du modèle, qui sont généralement les débits simulés à l'exutoire du bassin versant simulés à l'intérieur des réseaux;
- **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 regards, ou les niveaux d'eau du sol, etc.

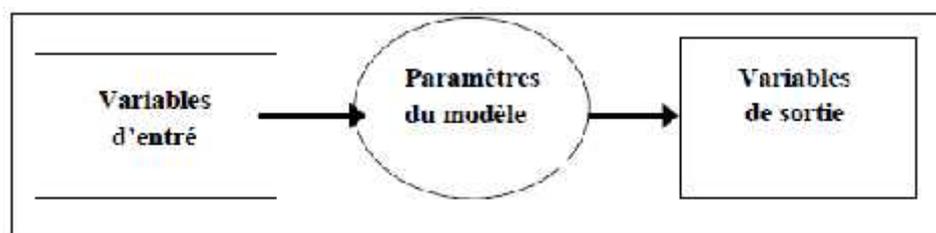


Figure II. 10: Représentation simplifiée d'un modèle hydraulique.

II. 6. 1. Domaine d'utilisation des modèles

Dans le cas de l'hydrologie les modèles servent en premier lieu à représenter dans le temps le cycle de l'eau, et permettent de transposer l'information climatique en information sur les écoulements [Colombani □ Roche, v. Roche, 1988].

Dans le cas de l'hydraulique urbaine, les modèles peuvent intervenir dans :

II. 6. 1. 1. Modélisation des réseaux d'assainissement et de l'écoulement des rivières

Dans le cas de l'hydraulique urbaine, ces modèles servent à reproduire tout ou une partie de l'écoulement dans les réseaux et les systèmes de distribution.

Dans le cas de la modélisation hydraulique des rivières, le modèle a pour rôle de réaliser des aménagements sur un cours d'eau.

Comme pour tout projet amenant une modification sur l'écoulement de l'eau (pont au-dessus d'une rivière, création de digues..), une modélisation hydraulique doit être réalisée afin de connaître les conséquences de l'ouvrage sur l'écoulement de l'eau notamment en période de crue. Cette vérification est faite afin de s'assurer que les conditions hydrauliques ne sont pas modifiées sur le secteur aménagé, mais également en amont et en aval.

Le modèle hydraulique peut également servir à optimiser les aménagements envisagés. En effet, en premier lieu, le modèle hydraulique consistera à analyser les impacts des tracés « bruts », puis à étudier une série de mesures permettant d'éviter et de réduire les impacts constatés. Une fois ces mesures prises en compte dans le modèle, les tracés optimisés seront déterminés et testés dans le modèle.

II. 6. 1. 2. Modèle comme outil de recherche

Les modèles, sont dans ce cas exploités dans la recherche, par l'introduction de nouveaux concepts, et de nouveaux éléments pour étudier et comprendre l'interaction de tous les processus intervenant dans l'écoulement. L'établissement de lois d'érosion et de transport solide lors de la formation d'écoulements peut constituer un objectif du modèle.

II. 6. 2. Propriétés requises des modèles

La conception des modèles en hydrologie et/ ou en hydraulique, se base sur des théories scientifiques, ou à partir de certaines expériences réalisées sur le terrain. De ce fait, plusieurs modèles ont été élaborés, dans un contexte théorique ou pratique. On ne peut donc comparer ces divers modèles, sans définir à priori certaines valeurs pertinentes, qui définissent une supériorité remarquable, et une validité suffisante pour un tel modèle (Benkaci, 2006).

L'établissement d'une assise de comparaison entre modèles, est défini par certaines qualités qu'on résume en (Benkaci, 2006) :

✓ **Cohérence rationnelle** : c'est la première étape de la modélisation, la rationalité scientifique est une exigence de toute recherche scientifique.

✓ **Simplicité** : qualité essentielle de tout modèle, la simplicité concerne l'économie de moyens utilisés, c'est à dire un nombre réduit de variables et de paramètres. Elle concerne de toute évidence la réduction de toute complexité de la structure interne du modèle.

Einstein avait formulé ce critère de la façon suivante (Musy, 2003) :

« Un modèle doit être aussi simple que possible, mais pas plus simple. »

✓ **Robustesse** : c'est la capacité du modèle à garder une certaine précision, même dans les conditions extrêmes, cette qualité reflète le pouvoir de reproduire les différents cycles hydrologiques, et de simuler certaines valeurs caractéristiques.

✓ **Accessibilité et fiabilité** : l'acquisition des données calculées en temps réel, est parfois une nécessité pour l'étude d'un phénomène hydrologique. Dans ce cas, l'accessibilité des données mais aussi leur fiabilité, sont jugées comme critères de comparaison entre divers modèles.

II. 7. la modélisation en assainissement

II. 7. 1. Définition :

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique dans le but de comprendre son fonctionnement.

En l' assainissement urbain, la modélisation est une schématisation avec une description des réseaux dans un logiciel dans le but de s'approcher au mieux à la réalité des phénomènes hydrologiques et hydrauliques qui se produisent en temps de pluie depuis le ruissellement jusqu'à l'évacuation des eaux. (Lalande, 2000)

II. 7. 2. But de la modélisation

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

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

II. 7. 3. Les étapes de modélisation

Les étapes de modélisation sont :

II. 7. 3. 1. Entrée des données hydrauliques :

La modélisation numérique des réseaux d'assainissement nécessite en premier lieu l'introduction des données structurelles et des données de fonctionnement de réseau :

- ✓ Regards (position, cote de terrain naturel, profondeur)
- ✓ Conduites (tracé, diamètre, regards amont et aval). Ces données sont complétées par les autres ouvrages du réseau : déversoirs, postes de refoulements etc.

II. 7. 3. 2. Entrée des données hydrologiques :

Les réseaux d'assainissement urbains constituent des systèmes complexes regroupant des bassins versants et conditions aux limites permettant l'évacuation des charges hydrauliques générées (eaux de ruissellement, eaux usées, infiltration, conditions aval etc.).

Trois types de données doivent être générés :

- ✓ Les données en temps sec, générant uniquement les eaux usées ;
- ✓ Les réseaux unitaires, définissant les surfaces drainées par des réseaux unitaires ;
- ✓ Les réseaux séparatifs, caractérisant les surfaces drainées par des réseaux séparatifs (eaux usées) où s'infiltrent néanmoins quelques eaux de ruissellements pluviales

II. 8. Processus de modélisation :

Un modèle hydrologique est une représentation mathématique simplifiée de tout ou partie des processus du cycle hydrologique. Un ensemble de concepts hydrologiques sont exprimés en langage mathématique pour représenter le comportement correspondant observé dans la nature. Pour l'utilisateur, l'intérêt d'un modèle réside dans sa capacité à apporter une réponse "satisfaisante" aux questions qu'il se pose à propos de l'objet modélisé. De nos jours il existe différents types de modèles : du modèle physique au modèle empirique, du distribué au global, et chaque type exprime une façon de concevoir le cycle hydrologique (Mouelhi, 2003). Une classification peut être faite sur quelques clefs de différenciation d'après des critères énoncés par Clarke (1973) & Ambroise (1998). (Hingray, 2009)

Un bassin versant, par exemple, peut être considéré comme un tout défini par un certain nombre de caractéristiques globales (par exemple, le débit à l'exutoire, la surface...) dont les variations ou la constance peuvent être vu comme constitué par l'air, la végétation, le sol, le sous-sol, la rivière, les lacs..., liés entre eux par certaines relations ou fonctions. (Hingray, 2009)

En hydrologie, les modèles constituent des outils de base, de simulation et de prévision, essentiels à la gestion adéquate des ressources en eau, afin de répondre de manière optimale aux différents besoins et usages des ressources en eau. (Hingray, 2009)

Il existe trois catégories différentes :

- ✓ la modélisation hydrologique.
- ✓ la modélisation hydraulique.
- ✓ la modélisation polluative

II. 8. 1. Modélisation hydrologique

La modélisation hydrologique à l'échelle des bassins suppose le remplacement des débits pluvieux par les pluies correspondantes. Le modèle couvre la surface d'un bassin hydrographique entier, sur

lequel on simule de divers événements pluvieux. Les débits initiaux pris en considération dans le modèle hydraulique ne sont plus estimés par des calculs de probabilité, mais ils résultent des modèles hydrologiques. C'est comme si le modèle physique couvrait de grandes surfaces et les robinets étaient remplacés par des douches, alors qu'on observe non seulement le débordement des lits mais aussi la façon dont l'eau pluvieuse s'accumule dans les lits. De cette façon, on peut évaluer l'impact sur l'inondabilité de certaines modifications au niveau des terrains, telles que les défrichements.

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

II. 8. 1. 1. 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.
- ✓ La teneur en eau initiale du sol. (Bouhant, 2012)

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. 8. 1. 2. 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.

✓ 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.

✓ 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. (BOUHANT, 2012)

✓ 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. (BOUHANT, 2012)

II. 8. 1. 3. 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. (BOUHANT, 2012)

➤ 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 II. 11 : donne une classification des modèles hydrologiques basée sur ces critères.

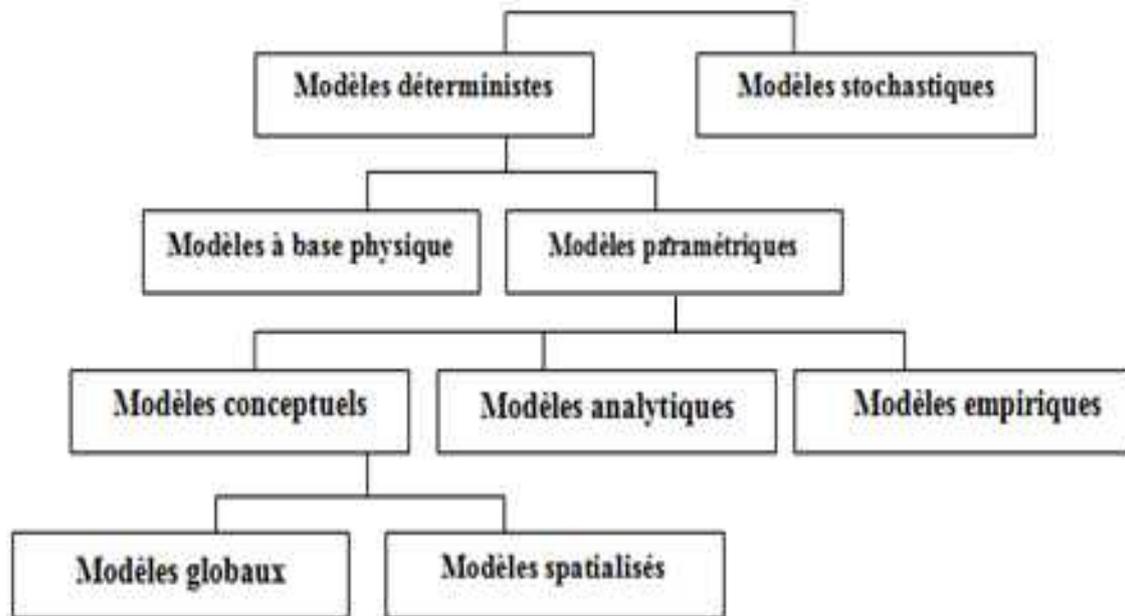


Figure II. 11: classification des modèles hydrologiques (Gaume, 2002)

✓ **Modèles stochastiques (statistique)**

La modélisation stochastique peut être envisagée dans le cas où il y a des incertitudes sur les données ou parfois même sur les processus mis en jeu. Ainsi Jensen (1992) considère qu'une 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, qui semble par ailleurs 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. (Mame, 2014)

✓ **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)

- **Modèles à base physique**

Ce sont des modèles qui font intervenir les équations qui décrivent des phénomènes physiques et qu'on applique pour modéliser l'écoulement, on peut citer l'équation de Saint Venant, l'équation hydrodynamique, on peut citer le modèle HYDROTEL, ATHYS. (Hingray, 2009)

- **Modèles paramétriques**

Modèle incluant des paramètres dont la valeur doit être estimée par calage.

- ✓ **Modèles empiriques**

Le type de fonctions reliant les variables est fixé à priori (fonctions polynômiales, fonctions sigmoïdes). Le niveau de complexité (nombre de fonctions à utiliser, ordre du polynôme) étant fixé, le calage consiste alors à déterminer la combinaison de fonctions s'ajustant le mieux aux données mesurées. Les réseaux de neurones sont l'exemple le plus répandu de ce type de modèles en hydrologie. (Hingray, 2009)

| Avantage | Inconvénients |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • domaine de validité des lois très étendu. • nécessité de calage moindre. • possibilité de prendre en compte les modifications de la physique du bassin -> études d'impact. | <ul style="list-style-type: none"> • description fine de la géométrie et des paramètres -> réseau de mesures dense • modèles lents -> souvent impossibles à utiliser en temps réel -> bases de scénarios (~ bases de données). (Guinot, 2003). |

- ✓ **Modèles analytique**

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)

- ✓ **Modèles conceptuels**

Modèle dans lequel le fonctionnement du bassin versant est représenté par des analogies. L'analogie la plus souvent utilisée pour représenter le fonctionnement des sols et des nappes est celle du réservoir dont le débit de vidange dépend du taux de remplissage, à titre d'exemple de modèles conceptuels distribués on a le modèle **CEQUEAU, ATHYS**.

- **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)

- **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.

- **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.

- **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.

○ **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).

❖ **Remarque :**

Il existe certains modèles qui combinent entre ces différents modèles et font intervenir plusieurs procédés, ces modèles sont dit modèles hybrides.

Les classifications de modèles que l'on trouve dans la littérature sont nombreuses et peuvent être fonction de plusieurs caractéristiques (Berthier, 2005). Pour ironiser, Perrin (2002) disait qu'il y a presque autant de classifications que d'hydrologues. Le tableau suivant propose de classer les différents types de modèles selon leurs caractéristiques (Clarke, 1973 ; Ambroise, 1998 ; Andréassian, 2002 ; Perrin, 2002 ; Oudin, 2004 ; Makhlouf 1994).

Tableau II. 2 : différents types de modèles selon leurs caractéristiques

| caractéristiques | Type de modèle |
|--|---|
| Selon la nature de la variable | Modèle déterministe (variable non aléatoires) Modèle stochastique (variable aléatoire) |
| Traitement de l'espace (Homogénéité du bassin) | Modèle global Modèle semi-distribué (ou semi-global) Modèle spatialisé |
| Fondement théorique et approche de développement | Modèle empirique Modèle conceptuel Modèle à base physique |
| L'évolution temporelle | Modèle cinématique (descriptif) Modèle dynamique (explicatif) |
| Fonction objectif | Modèle de simulation Modèle de gestion |

II. 8. 2. Modélisation hydraulique

II. 8. 2. 1. Définition :

Est une méthode de simulation numérique de l'écoulement de l'eau dans les canaux et les cours d'eau, utilisant des logiciels spécialisés. Jusqu'au développement de la technique de calcul, la simulation de l'écoulement de l'eau se faisait sur des modèles à base physique. Un tel modèle est une maquette du terrain, à l'échelle, construite dans un bassin spécialement aménagé à cet effet. Le bassin prévu des robinets qui simulent l'écoulement naturel de l'eau nous permet d'observer la façon dont l'eau s'écoule et déborde.

II. 8. 2. 2. Les modèles hydrauliques

La propagation des hydrogrammes dans les conduites est d'une importance considérable dans un réseau. La variabilité des types d'écoulements est due à quatre causes principales :

Le réseau qui est caractérisé par de très nombreux changement de pentes, de type de section et par une grande quantité de tronçons ; de la forme des sections ; des débits qui sont la conséquence des événements pluviométriques ; et enfin du type d'écoulement qui peut être en charge ou à surface libre, et varié très vite de l'un à l'autre.

La propagation d'un écoulement dans une conduite est un phénomène physique. Elle peut être décrite par des équations de la mécanique des fluides connues sous le nom des équations de Saint-

Venant. Elles constituent en fait un système d'équations fondées sur l'équation de continuité et l'équation de la conservation d'énergie.

En formulant certaines hypothèses, il est possible de classer les types de solutions des équations de Saint-Venant en différents types d'ondes, on parle :

- D'onde dynamique pour un écoulement non uniforme et non permanent.
- D'onde cinématique pour un écoulement uniforme et permanent.

Cette dernière constitue l'expression la plus simple des équations de Saint-Venant. (BOUHANT, 2012)

II. 8. 2. 2. A. Modèle de l'onde cinématique

Il résout les deux équations de Barré de Saint Venant en négligeant, dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement, les termes d'inertie et en faisant l'approximation que la pente de la surface libre est égale à la pente du radier. Section. Dès que le débit à l'entrée d'un collecteur est supérieur au débit capable du collecteur, l'excédent est soit perdu pour le système soit stocké au-dessus du nœud d'entrée puis réinjecté dans le collecteur lorsque celui-ci a retrouvé sa capacité d'évacuation.

Le modèle de l'onde cinématique permet de représenter des écoulements dans lequel débit et tirant d'eau varient à la fois dans le temps et dans l'espace. Cela se traduit par un décalage temporel ainsi qu'un amortissement des hydrogrammes entre l'entrée et la sortie d'un collecteur. Cependant, il ne prend en compte ni les influences aval, ni les inversions du sens d'écoulement, ni les écoulements en charge et son utilisation se limite aux réseaux ramifiés (non maillés). Ce modèle peut être utilisé avec des pas de temps de calcul relativement longs, de l'ordre de 5 à 15 minutes.

II. 8. 2. 2. b. Modèle de l'onde dynamique

Il résout les équations complètes de Barré de Saint Venant et produit donc théoriquement les résultats les plus précis. Avec ce modèle, il est possible de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. Le débordement à un nœud survient lorsque la cote piézométrique dépasse la cote du terrain naturel. Le débit en excès est alors, soit perdu soit stocké au-dessus du nœud et réinjecté dans le réseau en fonction des capacités d'évacuation de ce dernier. Ce modèle permet de représenter les effets de stockage dans le réseau, les phénomènes d'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et les écoulements en charge. Il peut être appliqué à n'importe-quel réseau, y compris les réseaux maillés et les réseaux comportant des diffluences. C'est le modèle à choisir quand on peut s'attendre à des influences aval significatives, notamment lorsque le réseau comporte des limitations de débit à l'aval ou des

systèmes de régulation tels que déversoirs ou orifices calibrés. L'onde cinématique, de l'ordre de la minute, ou moins.

II. 8. 2. 3. L'objectif de la modélisation hydraulique en assainissement

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.

II. 8. 2. 4. Exemples de quelques modèles hydrauliques

Les modèles de simulation des réseaux d'assainissement en milieu urbain ont connu ces dernières années une grande utilisation en raison de l'accroissement de l'urbanisation et le changement climatique premier responsable de la genèse des inondations. Les modèles tiennent en compte plusieurs variables comme la hauteur de ruissellement, la vitesse minimale et maximale, entrées en charges et d'autres paramètres. Pour réaliser la modélisation des réseaux d'assainissements, il existe plusieurs logiciels qui ont été développés dans différents pays, les plus utilisés sont :

- ✓ DHI-MOUSE (modèle danois).
- ✓ EPA-SWMM (modèle américain).
- ✓ SewerCad (modèle américain).

Ces trois logiciels présentent beaucoup de ressemblance en ce qui concerne leurs bases théoriques physiques et mathématiques, les logiciels (SewerCad, CANOË et MOUSE) sont payants, par contre le logiciel SWMM est disponible sur le net gratuitement.

II. 8. 2. 4. A. SEWER CAD (développé par Bentley)

SewerCAD est un logiciel pour la conception des nouveaux réseaux, ou des sections d'un réseau existant, en entrant les restrictions de conception (les vitesses, les pentes, la profondeur, et les données des tuyaux et regards correspondants). **SewerCAD** intègre une plateforme autonome et Micro station, mais c'est possible d'ajouter la plateforme **AutoCAD**. Les interfaces sont compatibles et interchangeables, **SewerCAD** recommande la solution la plus rentable en termes de dimensionnement des collecteurs, en évitant des tranchées de taille excessive (réduction des coûts de construction).

La décision sur la solution pour le réseau d'eaux usées et eaux pluviales exige l'examen des scénarios multiples, tels que :

- ✓ Dimensionnement avec différentes méthodes de calcul du débit de pointe.
- ✓ Scénarios de débordement des eaux usées avec des variations des débits.

- ✓ Créé des profils (en système gravitaire et en pression) dans une période de simulation (avec une animation par rapport au profil hydraulique).
- ✓ Estimer avec précision les contributions temps sec et humide pour le système de collecte (estimation basée sur la contribution de la population, la zone de service, et le débit total par temps sec et humide) etc....

II. 8. 2. 4. B. DHI-MOUSE

Le **DHI-MOUSE** (**D**anish **H**ydraulic **I**nstitute- **M**odel for **U**rban **S**Ewer) permet de simuler les problèmes de ruissellement, les écoulements en conduites, la qualité des eaux et le transport solide sur des bassins versants urbains et dans des systèmes d'assainissement. Le logiciel fonctionne sur tous les réseaux de canalisations comprenant des écoulements à surface libre et des écoulements en charge. DHI-MOUSE s'applique aussi bien à des réseaux simples qu'à des réseaux complexes avec plusieurs milliers de collecteurs. Il permet de concevoir, de diagnostiquer et de gérer des réseaux, apportant ainsi des résultats sur :

- ✓ Le dimensionnement et les impacts d'aménagements nouveaux ; les périodes de retour de débordements ou de surcharges d'un réseau ;
- ✓ Les causes de ces débordements (capacité insuffisante des canalisations, remous hydraulique...);
- ✓ La quantification des rejets polluants vers le milieu naturel ;
- ✓ La localisation et la quantification des zones de dépôt de sédiment...

DHI-MOUSE comporte deux modèles :

✓ **Le modèle hydraulique** : pour la modélisation des écoulements dans le réseau à partir d'une résolution complète des équations de Barré-Saint-Venant. Il permet de prendre en compte tous les types de singularités rencontrées dans un réseau d'assainissement (sections quelconques, chutes, pompe, déversoir d'orages, bassin de rétention...).

✓ **Le modèle hydrologique** : pour la modélisation du ruissellement de surface grâce à de nombreuses méthodes avec prise en compte d'événements pluvieux théoriques ou réels.

II. 8. 2. 4. C. EPA- SWMM

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

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 ;
- Modéliser 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.

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

II. 8. 2. 5. Applications de la modélisation hydraulique

Élaboration des cartes des zones inondables et des cartes des risques d'inondation.

La carte des zones inondables indique l'étendue maximale de la zone inondée correspondant à un débit simulé. On représente d'habitude des débits dont la probabilité de se produire est d'une fois tous les 20, 100 ou 1000 ans. Ces probabilités sont souvent exprimées en pourcentage (par ex. 5%, 1% ou 0,1%). En termes de spécialité, une digue construite à un taux d'assurance de 1% est une digue qui en vertu de ses dimensions est censée résister à une inondation dont la probabilité de se produire est d'une fois tous les cent ans.

Souvent, les cartes de hasard incluent les limites de la zone qui doit être gardée libre pour permettre l'écoulement de l'eau dans les conditions d'un certain taux d'assurance (période de retour). Cette zone est calculée à partir de la surface inondée à laquelle on ajoute une hauteur fixe à titre préventif.

Les cartes des risques indiquent les dégâts produits par les inondations, à diverse périodes de retour. Le risque d'inondation diffère de la susceptibilité à l'inondation par ce que le risque existe seulement dans le cas des inondations présumées faire des dégâts.

Les cartes des zones inondables et des risques sont établies sur des bassins ou des districts hydrographiques.

Les zones inondées sont représentées sur des supports cartographiques récents, des cartes topographiques ou des images aériennes/terrestres. Ci-dessous on peut voir la représentation de la zone inondée sur l'image aérienne. Les différences d'intensité de la couleur indiquent les différences de profondeur de l'eau.

Simulation des scénarios d'aménagement. Dans la plupart des cas, les cartes des zones inondables et des risques sont suivies par l'établissement des plans de prévention du risque inondation (PPRI) proposant des mesures structurelles (y compris des constructions et des aménagements dans le lit ou liés à celui-ci) et non structurelles. Les mesures structurelles peuvent être simulées afin de tester leur impact sur l'écoulement et de déterminer si elles atteignent leur but. La modélisation de ces mesures structurelles nécessite souvent la modification de la maquette numérique et la simulation de l'écoulement dans des conditions nouvelles.

Parmi les mesures structurelles les plus fréquentes on peut mentionner l'aménagement des retenues sur le cours d'eau ou à côté de celui-ci sous la forme de polders pour atténuer les crues, la modification de la géométrie des lits, ouvrages de prise d'eau qui reçoivent l'excès des rivières une fois le niveau critique atteint, les digues.

II. 9. Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié les différents types et schémas d'assainissement ainsi que la fonction des réseaux d'assainissement, domaine d'utilisation et contraintes d'exploitation pour chaque systèmes. L'objectif visé est de détailler les différents étapes à suivre pour la modélisation des réseaux d'assainissement tels que la collecte des données, et l'exploitation du modèle, ainsi que la modélisation hydrologique, hydraulique.

Pour une meilleure maîtrise de la modélisation des réseaux d'assainissement, une application sur un réseau d'assainissement sera détaillée dans le chapitre suivant.



Chapitre III:

Matériels et méthodologie

III. Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

Notre choix d'étude port sur l'un des plus anciens villages dans la commune MATROUHA de la wilaya d'EL TARF

III. 1. Présentation de la zone d'étude

III. 1. 1. Situation géographique

La commune d'EL MATROUHA de la wilaya d'El-Tarf se situe à l'extrême Nord-est de l'Algérie (Figure III.1) donc frontalière avec la Tunisie, est issue du dernier découpage administratif de 1984. Elle s'étend sur une superficie d'environ 2 891 Km², au Nord elle est limitée par la mer Méditerranée, et au Sud-ouest par les wilayas de Souk-Ahras et de Guelma, à l'Ouest par la wilaya d'Annaba Sud et à l'Est par la frontière Algérie-tunisienne. (Figure. III.1 et III.2)

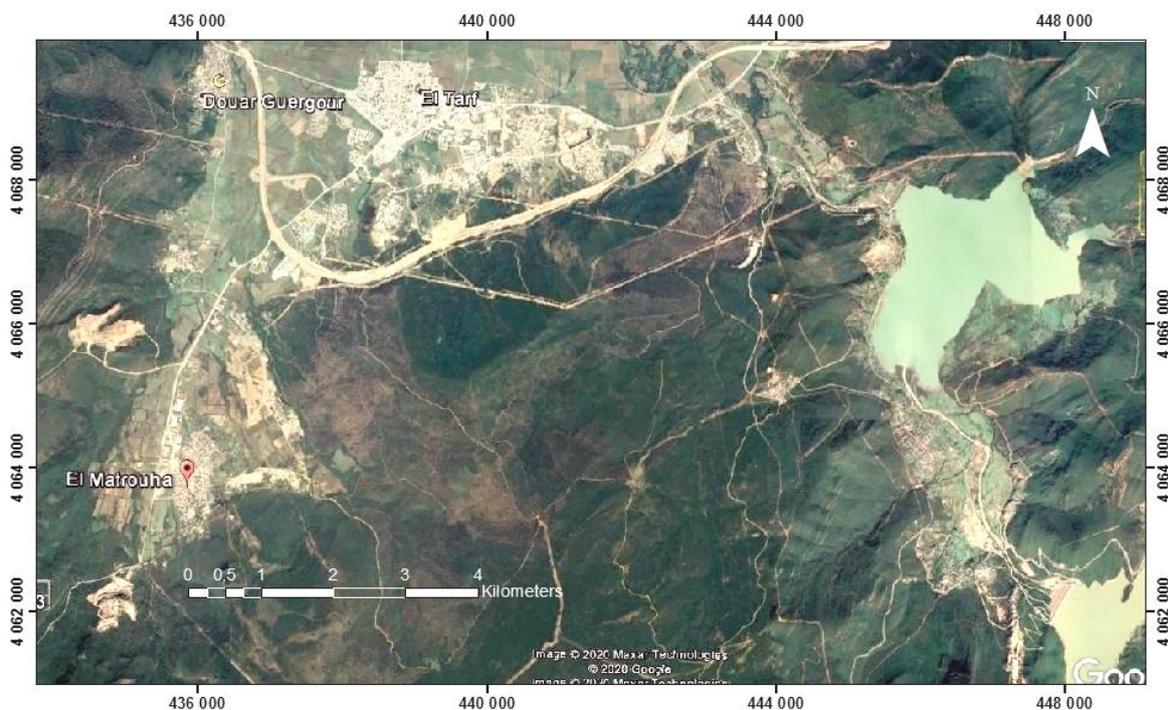


Figure III. 1. Zone d'étude sous google earth

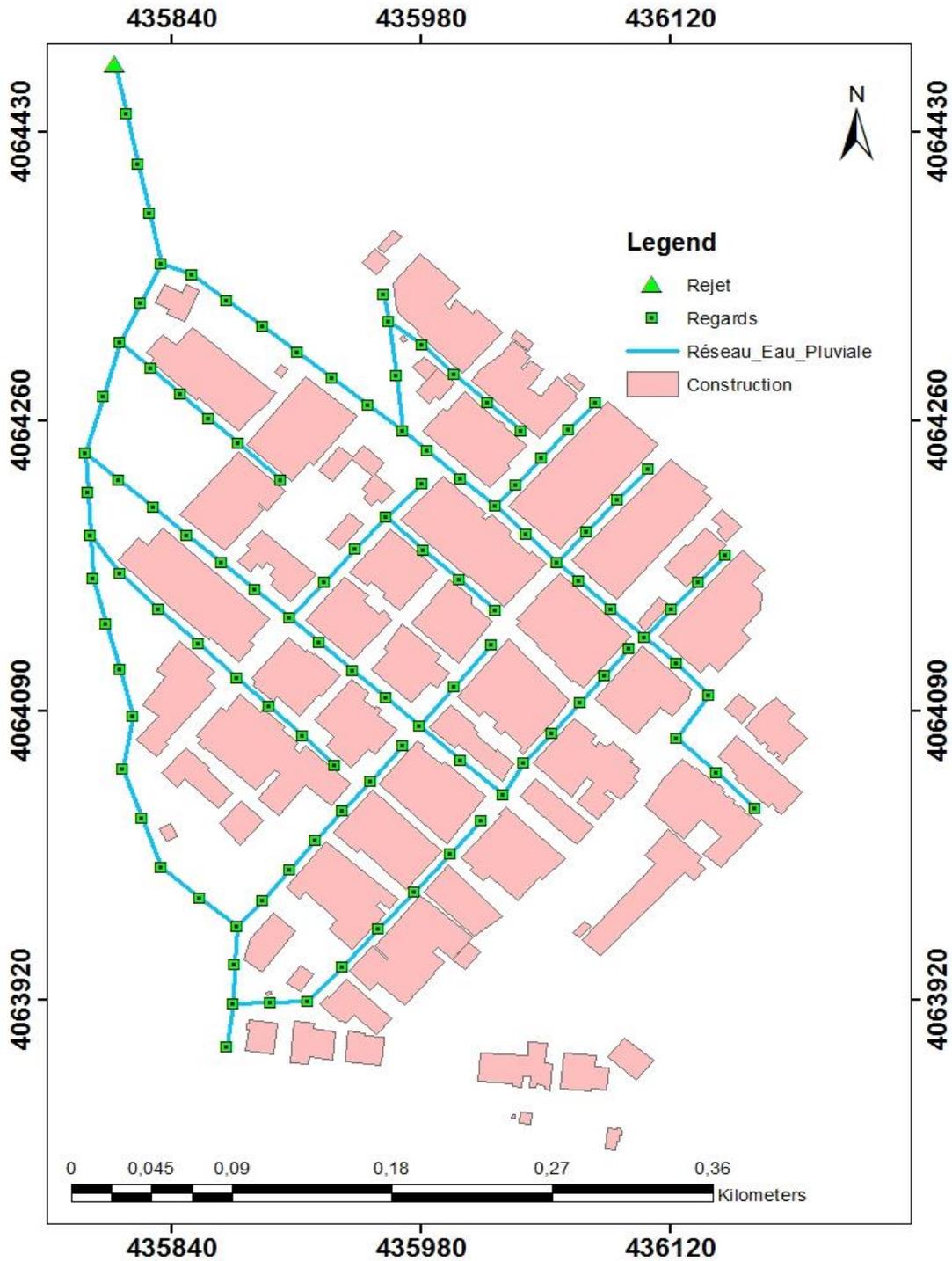


Figure. III. 2 : Zone d'étude et son réseau d'eau pluviale sous ArcGIS

Cette région abrite plusieurs sites humides classés par la convention de Ramsar 1971 (marais de la M'kharda, lac des Oiseaux, lac Noir, Aulnais de Aïn Khïar, lac Oubeïra et lac Tonga) et forme ce qu'on appelle le complexe humide d'El-kala. Il s'est développé le long des cours d'eau, sur les berges des étangs, dans les creux inter-dunaires et intra-dunaires, ainsi qu'à

proximité des lacs (Mellah, Oubeïra et Tonga). Ce complexe humide est formé de plusieurs sites qui se répartissent depuis l'Est de l'Oued Mafragh (long. E. 7°50') jusqu'à l'Ouest de Kef Seghleb (Cap Roux) (long. E.8°30'). Ces sites sont tous situés au Nord de la latitude (36° 05'). Il se caractérise également par une grande diversité éco-systémique dotée d'une richesse biologique inestimable (DE BELAIR ; 1990), c'est l'une des raisons qui a permis de l'ériger en parc national. Le P.N.E.K (Park National d'El-Kala) est l'un des plus grands parcs nationaux d'Algérie et de la méditerranéenne occidentale. Ce projet remonte à 1973 où une étude réalisée par THOMAS révéla l'importance et la nécessité de projeté les zones humides d'El- Kala mais ce n'est qu'en 1983 que le parc fut créé. (BEY LAGOUN ; 1998). Le P.N.E.K est localisé à l'extrême nord-est de l'Algérie, il a été crée par le décret N°: 83/462 fixant le statut type des parcs nationaux en juillet 1983 et érigé par l'UNESCO comme réserve de la biosphère en 1990. Il délimite une superficie de 78 438 ha (BENAMARA ; 2007). Il est caractérisé par une importante richesse biologique et une diversité d'écosystèmes forestiers de plaines et de montagnes marins, lacustre, lagunaire, palustre, rupicole et agro écosystème.

III. 2. Aspect socio-économique

III. 2. 1. La population

La population de la région d'El MATROUHA wilaya d'el Tarf au même titre que le reste du pays et du Nord de l'Afrique, remonte très loin dans le temps, comme en témoigne de très nombreux et différents sites archéologiques et monuments historiques, qui retracent le passage de Plusieurs civilisations humaines qu'a connue le Nord Central de l'Afrique. Actuellement la population de cette région d'étude est de 407 202 habitants (D'après le recensement de 2007), (ANONYME 5) parime des 24 communes et sept (07) daïras.

III. 3. Facteurs de pollution

III. 3. 1. Pollution Urbaine

Une menace réelle sur le milieu naturel se distingue dans la région d'EL MATROUHA wilaya d'El Tarf par : Environ 2 096 l/s d'eaux usées domestiques sont rejetées dans les oueds et même parfois à ciel ouvert sans traitement préalable en raison de certains réseaux défectueux et de dysfonctionnement des stations d'épurations.

III. 3. 2. Pollution Industrielle

Un nombre de (06) six unités de conserverie de Tomate (Direction de l'environnement) rejettent chaque saison plus de 124 m³ /h, l'unité « Carajus » rejette à elle seul environ 2 m³/h, et en fin l'unité de production de Tubes galvanisés rejette vers l'Oued Bounamoussa plus de 400 m³ /h. Ces rejets sont à l'origine d'une pollution organique dans les Oueds El Kebir et la Seybouse caractérisée par des valeurs excessives de matières en suspension (MES), et de matières oxydables.

III. 3. 3. Pollution Agricole

La région d'étude est à vocation agricole, on note la présence de plusieurs fermes à élevage important qui ne dispose pas d'équipement de sécurité contre la pollution provoquée par les différents rejets.

III. 3. 4. Alimentation en eau potable

La région d'EL MATROUHA parmi des vingt quatre (24) communes de plus de 1 000 habitants de la wilaya d'El Tarf, regroupant une population de 407 202 habitants, suivant le recensement de 2007. Les 24 communes sont dotées d'un réseau de distribution qui représente un linéaire de 562 566 ml en 2003 (DHW ; 2006). La population de la région d'El MATROUHA est alimentée par des ressources hydriques souterraines et superficielles dont les détails sont mentionnés dans le tableau ci-dessous (Tableau. III. 1).

Tableau .III. 1. Ressources hydriques souterraines et superficielles existantes dans la région d'El- Matrouha

| Ressources souterraines | | Ressources superficielles | | | | | | | | | | |
|-------------------------|--|------------------------------------|-------|------------|-------|-----------|------|------------------------------------|----------|------------------|-------------|---------------------|
| Nombre de forage | Volume total mobilisé en Hm ³ | Affectation en Hm ³ /an | | | | | | Affectation en Hm ³ /an | | | | |
| | | AEP | | Irrigation | | Industrie | | Nom du barrage | Capacité | Volume régularis | AEP El Tarf | Irrigation périmètr |
| | | Nbr | vol | Nbr | Vol | Nbr | Vol | cheffia | 168 | 101 | 06 | 40 |
| 234 | 119,27 | 85 | 53,12 | 109 | 43,31 | 08 | 2,36 | Mexa | 57 | 42 | 13,8 | / |

III. 4. La géomorphologie

III. 4. 1. Le relief

Le complexe humide d'EL-Kala fait partie de deux ensembles structuraux :

✓ **Le premier ensemble**

Est le prolongement des monts gréseux du sud, les monts de la Cheffia et de la Medjerda vers le Cap Rosa à l'Ouest et la Cap Seghleb à l'Est, avec une série de bassin intra montagnards, à savoir le bassin d'El-Tarf, d'Ain El-Assel et trois bassins autour de la ville d'El-Kala. Ce sont les bassins occupés par les lacs Mellah, Oubeïra et Tonga.

✓ **Le second ensemble**

Est formé par la terminaison orientale de la plaine de la Bounamousa avec la plaine de la M'krada au centre, le cordon dunaire au Nord et la plaine de Boutelja à l'Est

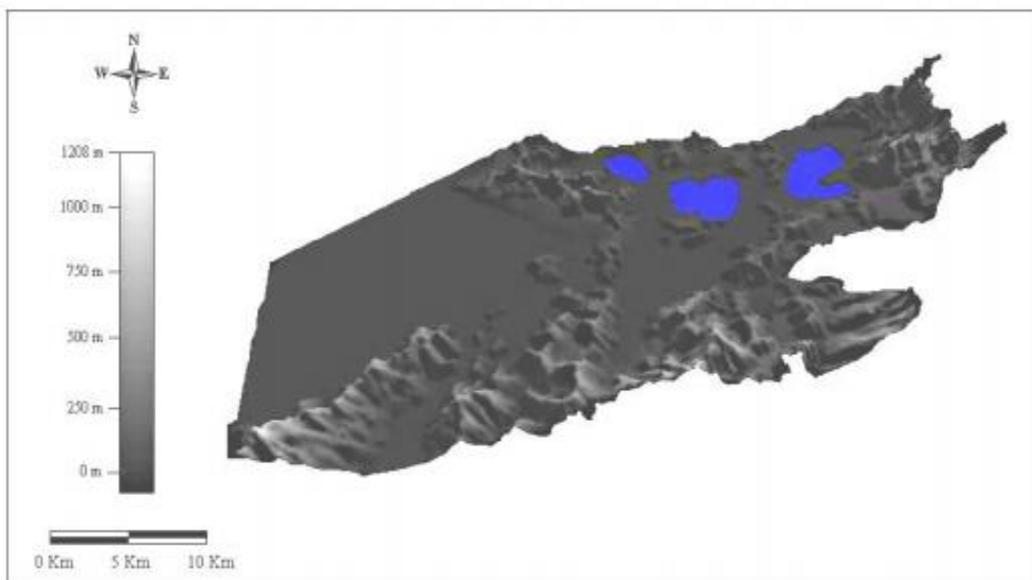


Figure. III. 3. Géomorphologie de la zone d'étude

III. 4. 2. Décharge d'El-Tarf:

La décharge d'El-Matrouha est un gigantesque dépotoir sauvage. Ce dépôt d'ordures occupe une superficie de plus de quatre hectares, les tonnes de déchets qui y sont acheminés au quotidien s'éparpillent sur des kilomètres, atteignant même les terres agricoles situées à l'ouest de la commune. La décharge est proche d'un Oued temporaire, qui alimente Oued Geurgour qu'est lui-même un affluent de l'Oued El-Kebir (Figure III.4)

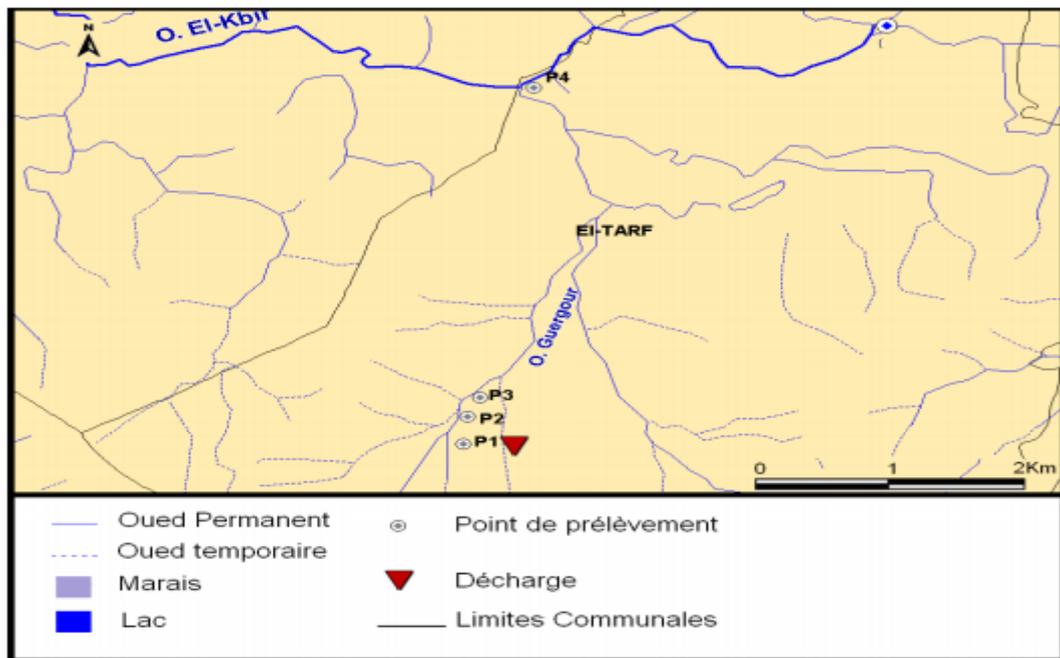


Figure. III. 4. Répartition des points de prélèvement (eau et sol)

III. 5. Situation hydrologique et hydrogéologique :

La zone est caractérisée par un climat de type méditerranéen, caractérisé par deux saisons distinctes. L'une humide, marquée par une forte pluviosité et par de faibles températures, allant du moins d'octobre à mai. L'autre sèche et chaude, avec de fortes températures atteignant le maximum au mois d'août.

Son régime climatique dépend de deux paramètres principaux :

- ✓ La précipitation.
- ✓ La température.

Le présent aperçu climatique de la région d'étude, regroupe les données climatologiques suivantes, recueillies après de la station météorologique du lac des oiseaux.

- ✓ Les précipitations annuelles, mensuelles et journalières maximales.
- ✓ Les températures
- ✓ Les vents
- ✓ L'humidité

Cette région d'étude est soumise à un climat très pluvieux par apport au reste du pays, en effet, la précipitation moyenne inter annuelle varie de 750 mm à plus de 1000 mm.

Enfin, cette région d'étude, se classe dans la zone bioclimatique humide méditerranéenne.

III. 5. 1. Précipitation:

Selon SELTZER ; (1946), les pluies, qui tombent en Algérie étant pour la plupart d'origine orographique, la tranche annuelle augmente dans une région donnée avec l'altitude, les isohyètes suivent en général les courbes de niveau (DE BELAIR ; 1990, SELMI ; 1985). La répartition saisonnière des pluies (Tableau 9) fait apparaître que presque 50% des quantités d'eau qui tombent annuellement sur la région, sont concentrées dans les trois mois d'hiver, alors que 3% seulement tombent en saison estivale ; Le reste est partagé équitablement ou presque entre le printemps et l'automne.

Tableau .III. 2: Mensuelles et annuelle des précipitations

| mois | JAN | FEV | MAR | AVR | MAI | JUI | JUL | AOU | SEP | OCT | NOV | DEC |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|--------|
| précipitation en (mm) | 96,7 | 62,1 | 62,2 | 54,4 | 37,3 | 11,7 | 4,2 | 13,2 | 35,7 | 47,3 | 83,2 | 136,16 |

(Source : Station d'El-Kala) (Période : 1999-2008)

D'après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre (136.16 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Jul (4,2 mm).

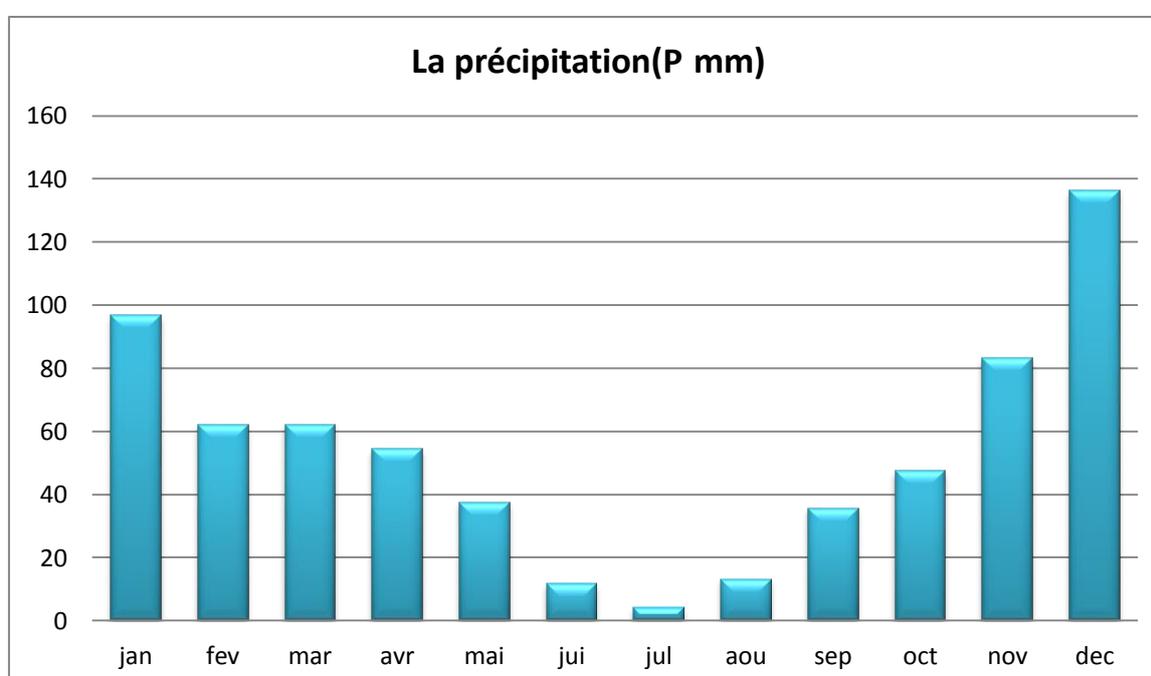


Figure III. 5. Histogramme de précipitations mensuelles et annuelles en mm

III. 5. 2. La température:

Les températures, déterminent les conditions générales de développement de la végétation. Elles ont un effet direct et de base sur l'évapotranspiration et par conséquent, un effet sur le régime d'écoulement, le niveau d'assèchement des cours d'eau,...etc

La température moyenne mensuelle de la région en étude de l'ordre de 18.5°C

La commune d'EL MATROUHA, comme l'ensemble du littoral est caractérisée par :

- ✓ des températures positives durant toute la longueur de l'année, avec une faible amplitude thermique saisonnière de l'ordre de 0.2°C.
- ✓ des températures absolues estivales très élevées atteignant les 46.4°C.
- ✓ un hiver aux températures douces (température moyenne hivernale de l'ordre de 11.4°C)
- ✓ une évaporation élevée tout au long de l'année.

La région se situe dans le méditerranéen chaud ; avec une amplitude thermique élevée entre les extrêmes les plus froids et les plus chaud, les températures les plus basses sont naturellement enregistrées en altitude durant l'hiver avec environ 5 à 6 mois de gelée blanche par an. Les températures croissent progressivement du mois de Janvier à Août et du mois d'Août au mois de Janvier, on remarque une décroissance des températures, (Tableau...). Tout fois les mois les plus froids sont janvier et février alors que juillet et août sont les plus chauds.

Tableau .III. 3. Moyennes mensuelles des températures

| mois | JAN | FEV | MAR | AVR | MAI | JUI | JUL | AOU | SEP | OCT | NOV | DEC |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| température moy (T°C) | 16.18 | 16.72 | 19.25 | 21.53 | 24.78 | 28.64 | 32.81 | 33.21 | 30.12 | 27.56 | 22.02 | 18.37 |

(Source : Station d'El-Kala) (Période : 1999-2008)

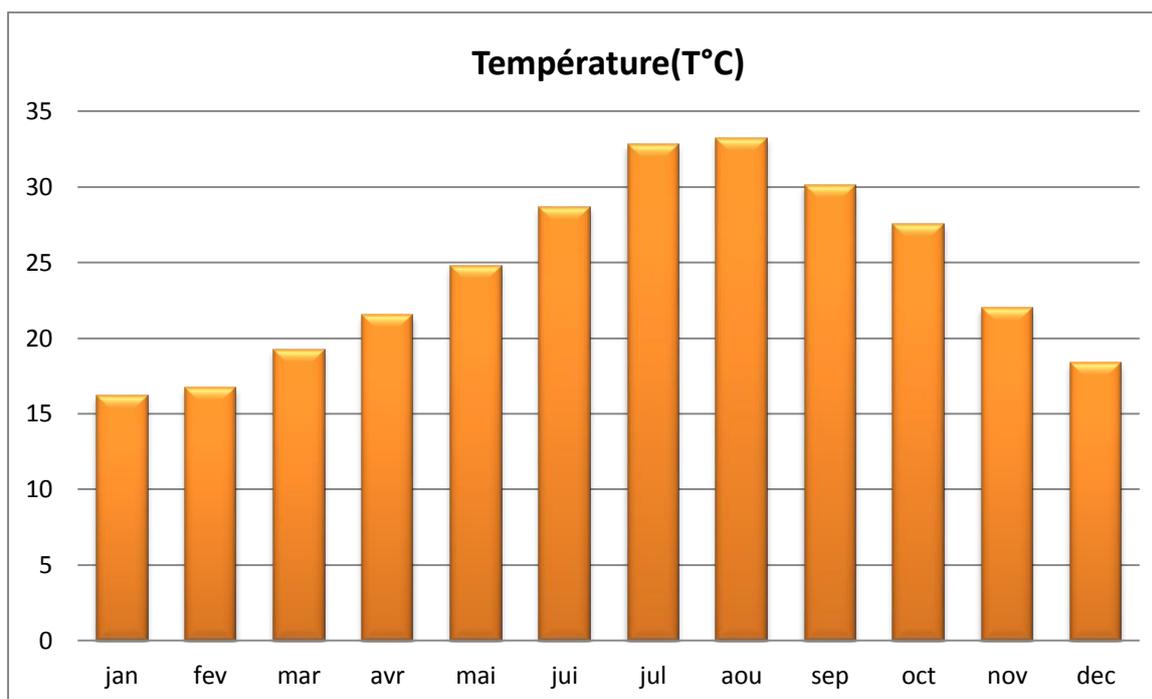


Figure III. 6. Histogramme de Températures moyennes mensuelles en C°

III. 5. 3. Les vents:

Les vents dominants, dans la région en étude sont, du nord-ouest. Ils soufflent avec une vitesse moyenne variant de 2.18 m/s à 3.78m/s : le sirocco souffle principalement en été du sud-est, ce paramètre joue un grand rôle dans l'assèchement de l'atmosphère et il favorise par ses températures très élevées les incendies des forêts, qui couvrent le bassin versant de l'aire d'étude.

Quant aux vents de l'est, ils sont minimes, pour les centres urbains en étude, ils sont limités par la présence de zone.

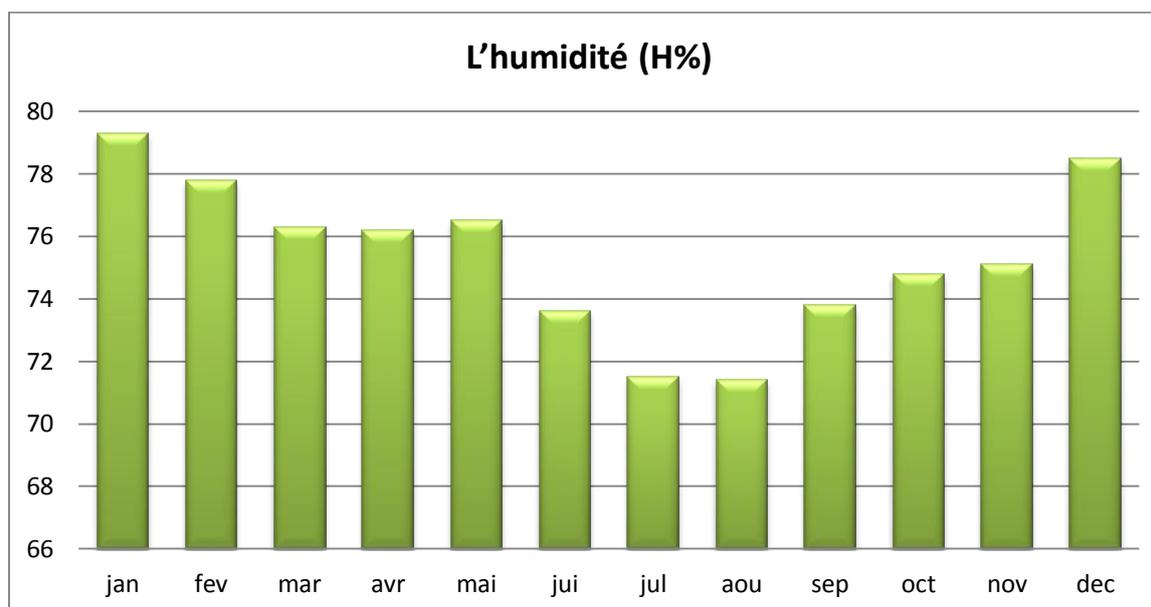
III. 5. 4. L'humidité:

L'humidité de l'air peut être considérée comme élevée (comprise entre 69 % et 74 %); cela est dû à la proximité de la mer et la présence de plusieurs plans d'eau permanents. elle atteint les valeurs les plus fortes au lever et au coucher de soleil et habituellement durant les mois les plus froids (janvier et décembre), Cette humidité élevée même en période estivale (Tableau 10), explique que la région peut être plongée dans un voile de brume propice aux cultures d'été et à la végétation naturelle : véritable "Compensation occulte "pour les végétaux ne bénéficiant d'aucune précipitation durant l'été.

Tableau .III. 4. Représente les moyennes mensuelles d'humidité

| mois | JAN | FEV | MAR | AVR | MAI | JUI | JUL | AOU | SEP | OCT | NOV | DEC |
|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| L'humidité moy (%) | 79.3 | 77.8 | 76.3 | 76.2 | 76.5 | 73.6 | 71.5 | 71.4 | 73.8 | 74.8 | 75.1 | 78.5 |

(Source : Station d'El-Kala) (Période : 1999-2008)

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

III. 6. Présentation du logiciel SewerCAD

III. 6. 1. Définition

SewerCAD peut exécuter des analyses d'état stable, modélisant un seul événement dans le temps, et des analyses de période étendue, modélisant un réseau sur une durée spécifiée; de plus, le programme permet de concevoir automatiquement des tuyauteries et structures gravitaires, en spécifiant les éléments à concevoir, d'une seule taille de tuyau à tout le système, ou n'importe quoi entre les deux, en envisageant la conception du programme seulement comme une étape préliminaire. SewerCAD peut être exécuté en utilisant sa propre interface graphique (Fig III.1) ou en utilisant une interface AutoCAD (mode AutoCAD), ce qui représente une fonctionnalité supplémentaire du modèle.

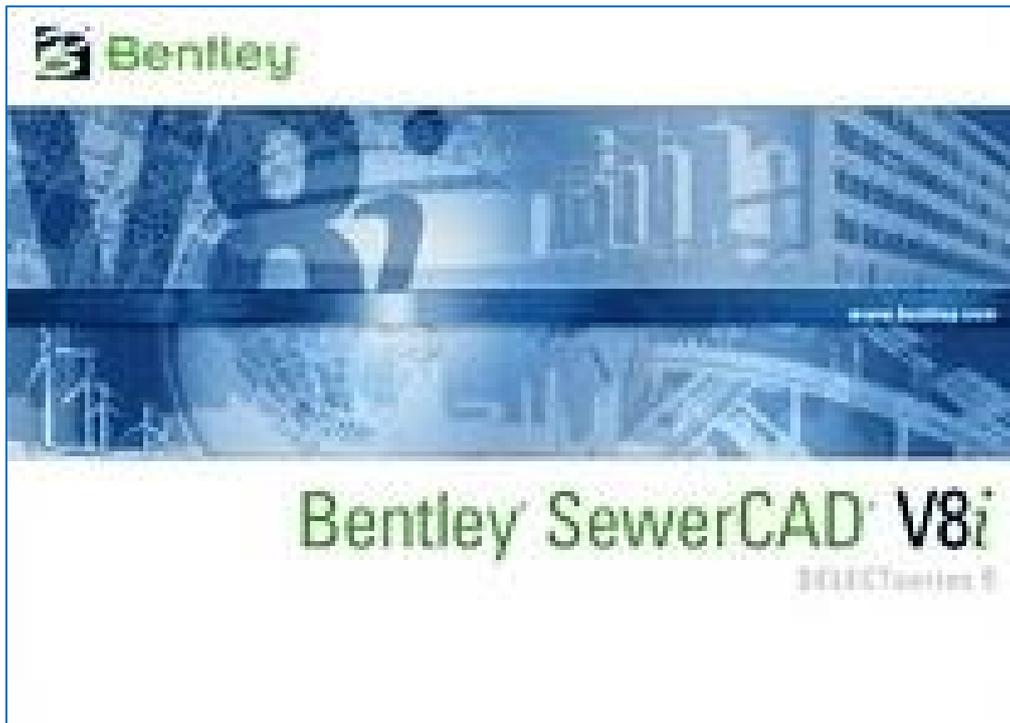


Figure III. 8. Logiciel Bentley SewerCAD V8i

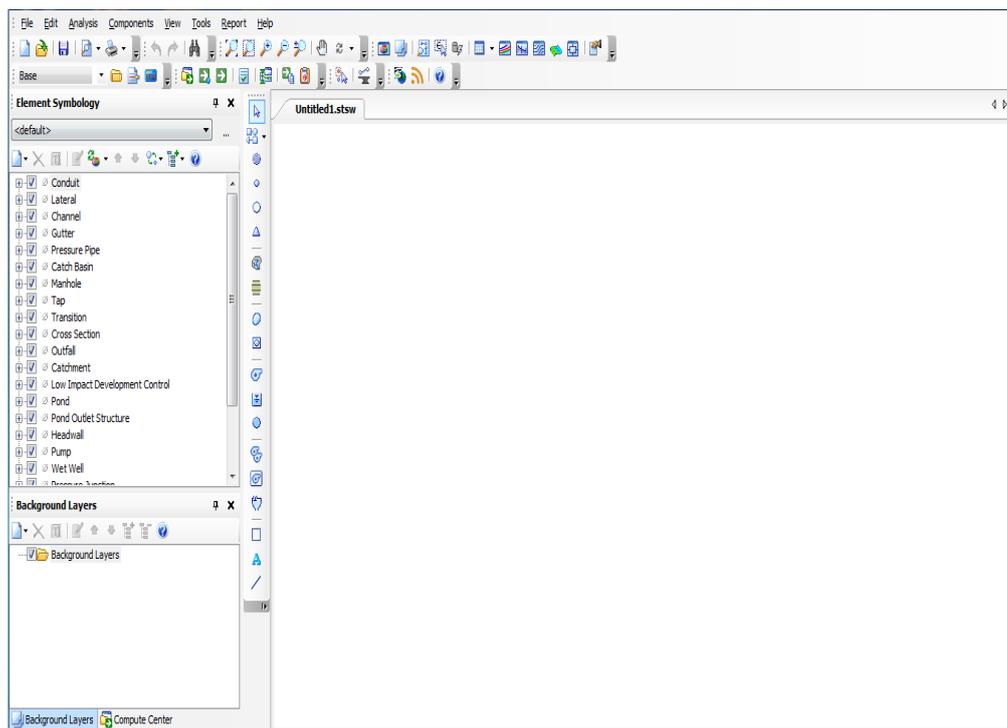


Figure III. 9. La fenêtre principale de SewerCAD

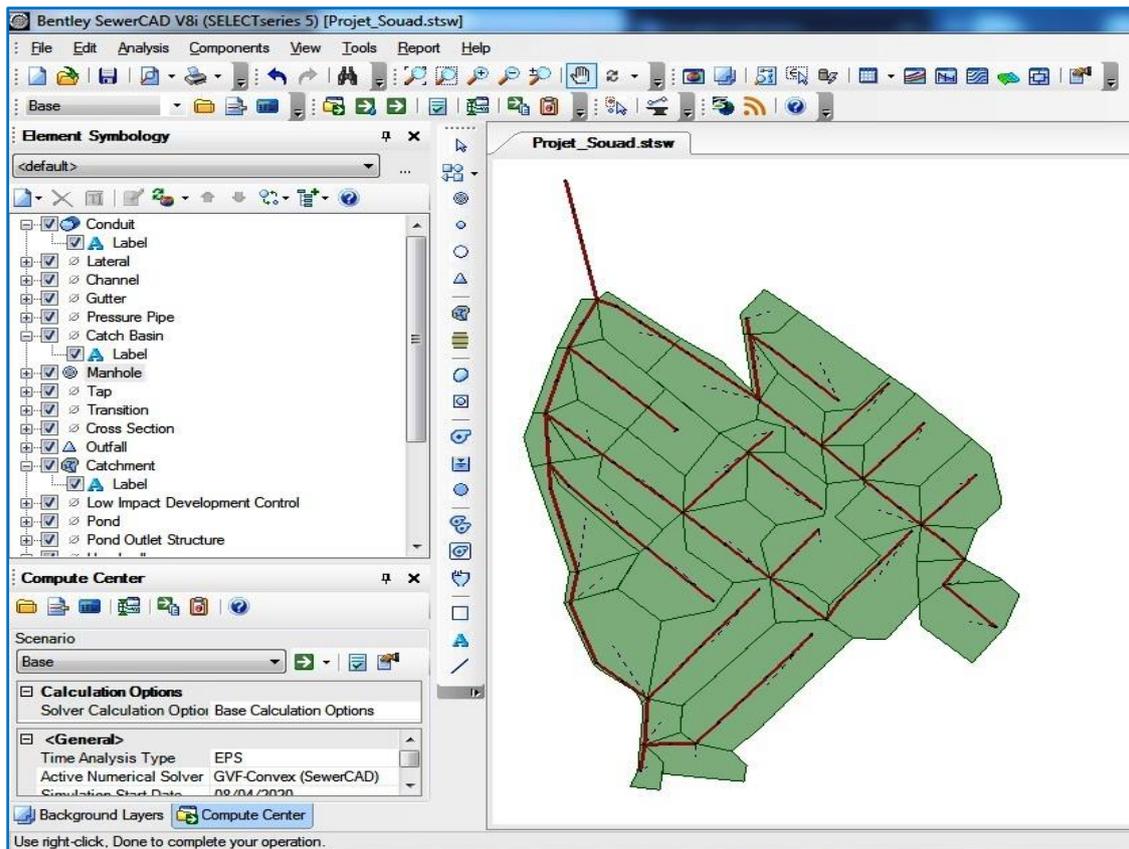


Figure. III. 10. La zone d'étude sous SewerCAD

III. 6. 1. 1. Menu fichier (file)

Le menu Fichier contient de nombreux articles traitant la gestion du projet. Il fournit des fonctionnalités pour créer, lire, écrire, et imprimer les fichiers de projets, ainsi que des fonctionnalités de partage de données avec des bases de données et systèmes SIG.

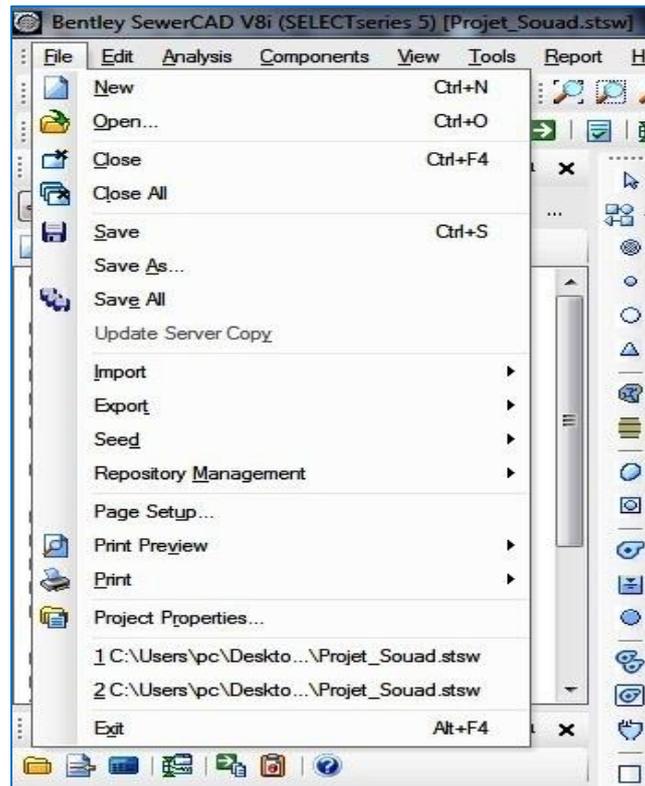


Figure III. 11. Menu fichier (File)

III. 6. 1. 2. Menu Edition (Edit)

Le menu Edition permet d'accéder aux commandes de base pour la gestion des éléments sur SewerCAD, y compris la navigation entre les éléments, la sélection, la suppression et le retour.

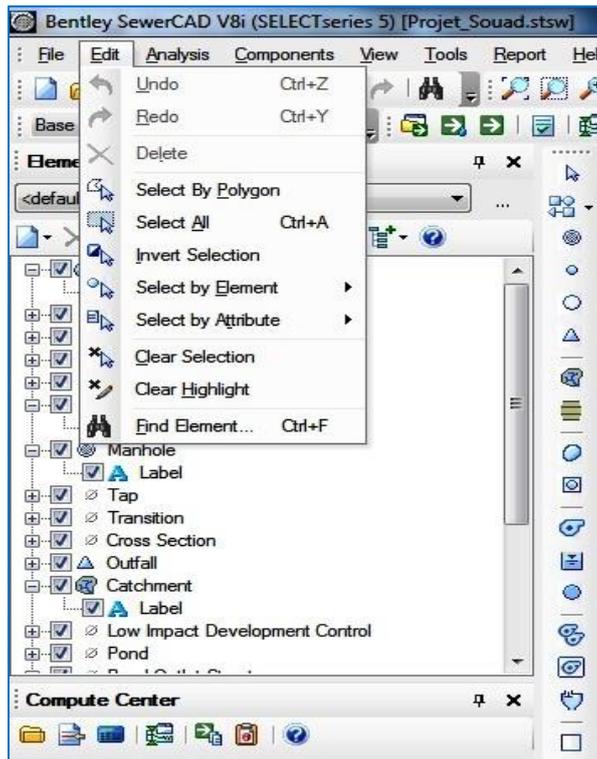


Figure III. 12. Menu Edition (Edit)

III. 6. 1. 3. Menu Analyse (Analysis)

Le menu Analyse contient des éléments concernant les calculs. Ceux-ci incluent des éléments tels que l'accès au scénario et la commande de calcul.



Figure III. 13. Menu Analyse(Analysis)

III. 6. 1. 4. Menu Affichage (view)

Le menu Affichage donne accès à des fonctionnalités permettant de voir les différents schémas et tableaux donner et résultat.

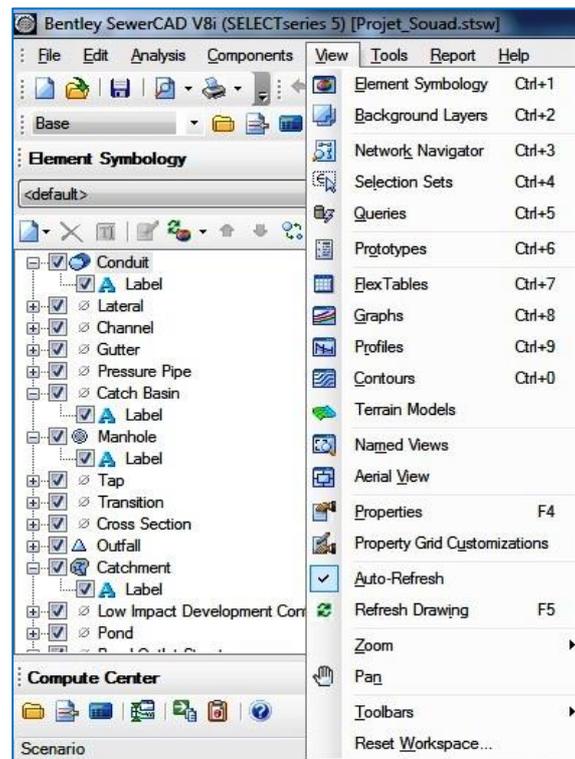


Figure III. 14. Menu Affichage (View)

III. 6. 1. 5. Menu Outils (Tools)

Le menu Outil vous permet d'accéder à de nombreuses fonctions utiles pour afficher les résultats, ainsi que de sélectionner les outils utilisés pour générer des éléments de réseau et des annotations graphiques dans le volet de dessin.

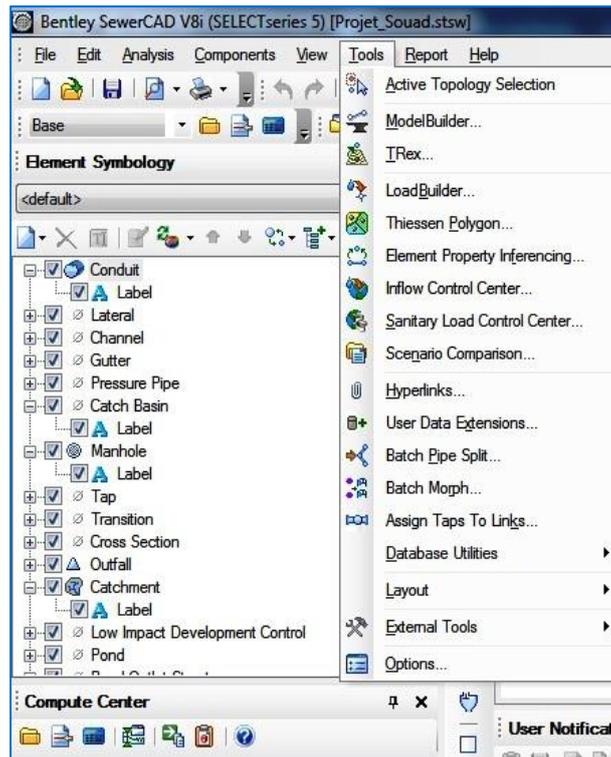


Figure III. 15. Menu Outils

III. 6. 1. 6. Menu Rapport

Le menu Rapport permet d'accéder à une collection de rapports textuels et graphiques préformâtes. En outre, il donne accès à Flex Tables, qui vous permet de créer vos propres rapports personnalisés.

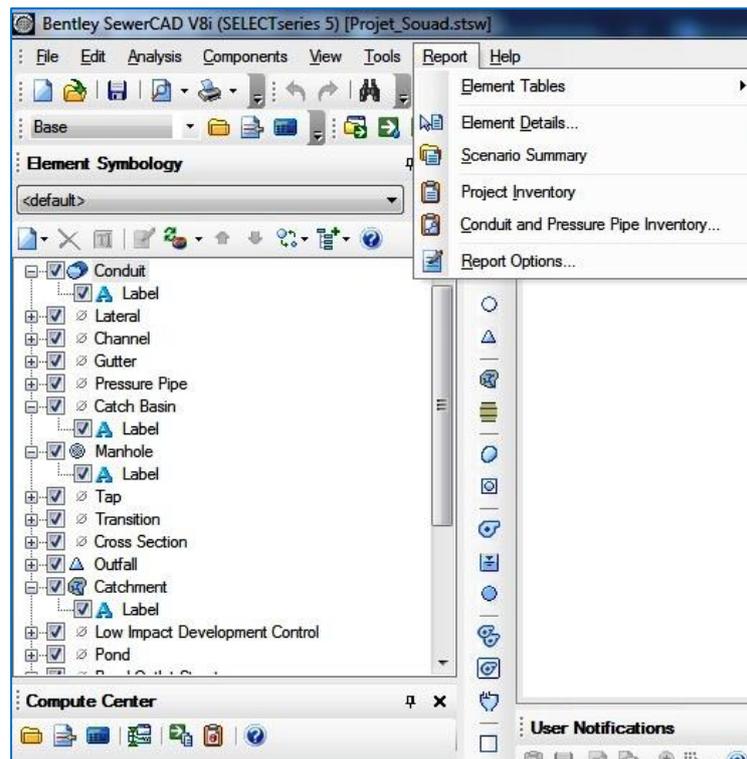


Figure III. 16. Menu Rapport

III. 6. 1. 7. Barre d'outils dessin

Le menu Dessin est fait un menu Auto CAD qui est accessible dans le programme actuel.



Figure III. 17. Barre d'outils dessin

III. 6. 2. Les éléments du réseau sur SewerCAD :

III. 6. 2. 1. Regards (trous d'homme)

Les trous d'homme sont des endroits où les flux pénètrent dans la partie gravitaire du réseau d'égouts. Ils nécessitent la profondeur, la cote fil d'eau et la structure de regards.



| Properties - Manhole - MH-55 (280) | |
|--|-----------|
| MH-55 | 100% |
| Add to Selection | |
| <Show All> | |
| Property Search | |
| Headloss Method | Absolute |
| Absolute Headloss (m) | 0,00 |
| Results | |
| Calculation Messages <Collection: 0 items> | |
| Is Overflowing? | False |
| Is Surcharged? | True |
| Is Ever Surcharged? | True |
| Is Ever Overflowing? | False |
| Time to Maximum Hydraul | 90,000 |
| Hydraulic Grade (Maximum | 70,03 |
| Velocity (In) (m/s) | 1,33 |
| Velocity (Out) (m/s) | 1,80 |
| Results (Engine Parsing) | |
| Subnetwork ID | -1 |
| Subnetwork Outfall | O-2 |
| Results (Extended Node) | |
| Volume (L) | 77,8 |
| Results (Flow) | |
| Flow (Total In) (L/s) | 228,26 |
| Volume (Total In) (L) | 317 872,4 |
| Flow (Total Out) (L/s) | 268,51 |
| Label | |
| Descriptive label for this element. | |

Figure III. 18. Regards du réseau d'étude

III. 6. 2. 2. Conduites

Les conduites (pipe), sont les parties gravitaires du réseau qui relient entre deux jonctions.

Les conduites, elles nécessitent les longueurs des tronçons, les diamètres, les matériaux et, cote fil d'eau d'entrée et de sortie et la forme de section de conduite (voir ci-dessous).

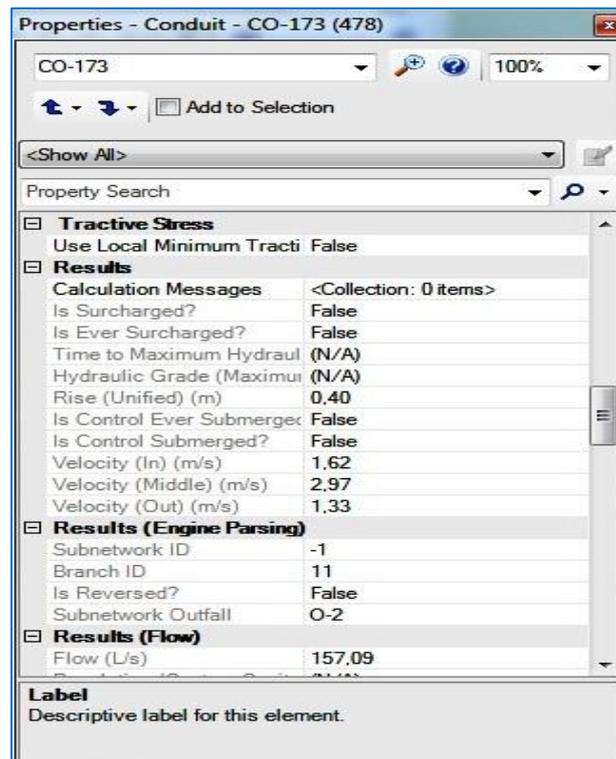


Figure III. 19. Conduite du réseau d'étude

III. 6. 2. 3. Sous-bassins

Les sous bassins versant représentent les éléments importants pour le calcul du volume de ruissellement de surface. Ils nécessitent la sélection de regards de tête, la fonction de transfert, la méthode de perte par infiltration, la surface de sous bassin et la sélection de l'événement (pluie).

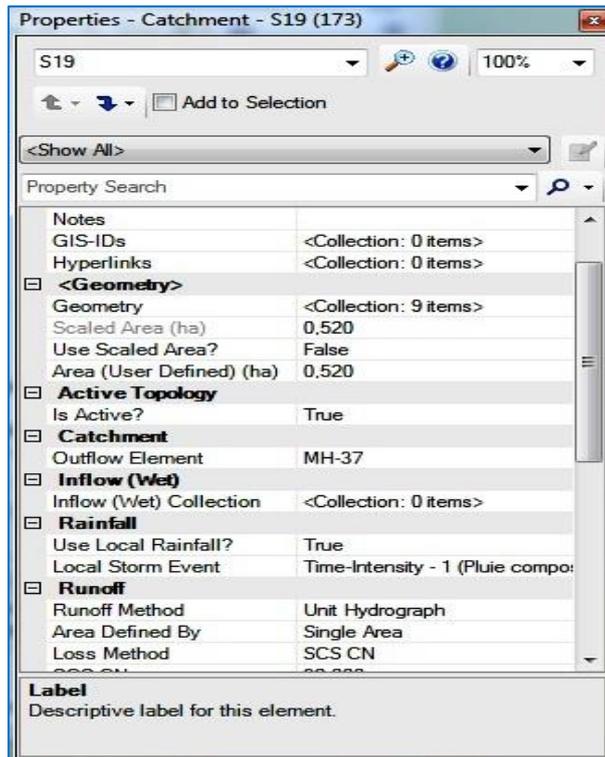


Figure III. 20. Exemple de sous bassin n°19

III. 6. 2. 4. Formes de pluie

Cette fenêtre permet d'introduire les données pluviométriques.

On clique sur Components « Storm Data » Time – Intensité la fenêtre suivante s'affiche

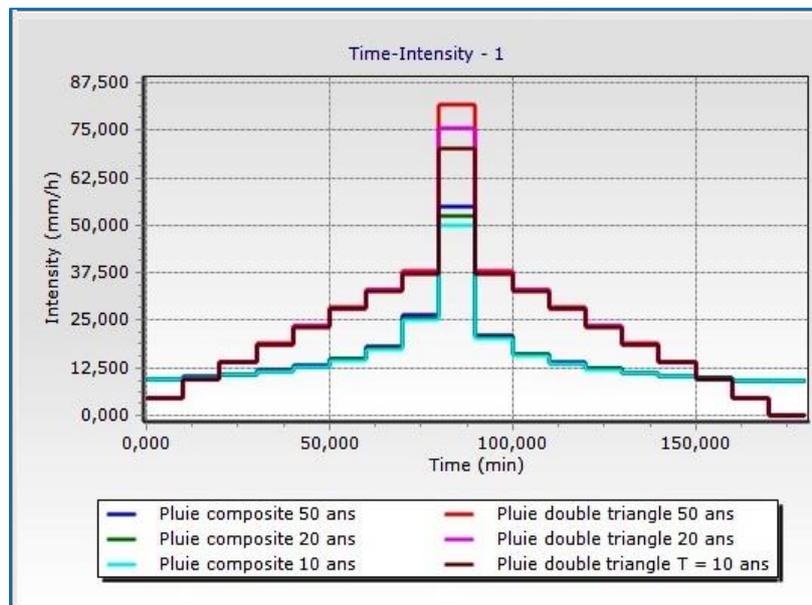
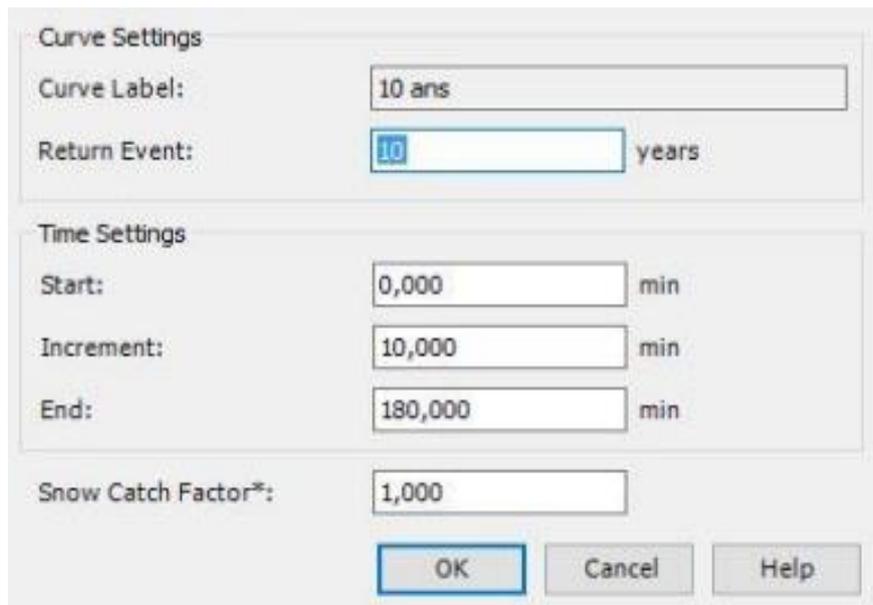


Figure III. 21. Formes de pluie de la zone d'étude

Un clic sur le Botton « Edit » la fenêtre suivante s'affiche.



Curve Settings

Curve Label: 10 ans

Return Event: 10 years

Time Settings

Start: 0,000 min

Increment: 10,000 min

End: 180,000 min

Snow Catch Factor*: 1,000

OK Cancel Help

Figure III. 22. Fenêtre pour le paramétrage de l'évènement de pluie

III. 6. 2. 5. Lancement de simulation

Pour lancer une simulation, cliquer sur les deux boutons  dans le menu Principal pour une simulation Hydrologique et autre Hydraulique

III. 7. Fonctionnalités

SewerCAD peut simuler l'écoulement dans les systèmes de gravité et de pression. Les tuyaux dans un système de gravité doivent tous converger sur un seul point de terminaison dans une structure arborescente classique, tandis que le réseau de force peut être beaucoup plus complexe avec des boucles et des points de sortie multiples. Le choix des éléments de transport comprend une arche, une boîte, une ellipse circulaire et une ellipse verticale. Les éléments de réseau pouvant être simulés sont:

- ✓ Les regards (trous d'homme), utilisés pour modéliser les structures de trous d'accès;
- ✓ Chambres de jonction, utilisées pour modéliser des structures souterraines;
- ✓ Des puits humides, qui sont des nœuds de stockage généralement utilisés conjointement avec une ou plusieurs pompes pour modéliser une station de pompage;
- ✓ Les exutoires, qui définissent l'élément le plus en aval d'un réseau;

- ✓ Jonctions de pression, utilisées pour modéliser une jonction sous pression à l'extrémité aval d'une ou de plusieurs conduites sous pression; pompes, à la fois vitesse variable et puissance constante.

III. 8. Interaction possible avec d'autres logiciels

SewerCAD a la capacité d'échanger dynamiquement des données avec une variété d'applications. Des connexions peuvent être établies entre le modèle hydraulique et les systèmes de gestion de bases de données relationnelles et non relationnelles (SGBDR et SGBD), les tableurs et les fichiers de formes ESRI. Les données peuvent être importées à partir d'AutoCAD, en construisant un réseau basé sur les entités contenues dans un dessin AutoCAD. SewerCAD permet d'importer des données à partir du module Civil Design du bureau Land Développement d'AutoCAD et d'exporter une partie (ou la totalité) du réseau vers un fichier de base de données à importer dans un projet Land Développement Desktop (en utilisant le module Civil Design). Les graphiques d'arrière-plan en mode autonome de SewerCAD peuvent être importés en tant que fichier DXF à partir d'AutoCAD ou d'un autre programme de dessin; les données peuvent être sauvegardées en exportant vers un fichier DXF pour utilisation par AutoCAD, ainsi que de nombreuses autres applications CAO courantes.

III. 9. Cadre théorique

SewerCAD est un modèle déterministe. Les débits sont les sources d'écoulement dans le réseau d'égouts sanitaires. Deux types de chargement fondamentaux peuvent être appliqués aux éléments de réseau, à savoir les hydrogrammes et les charges de motifs, qui sont deux manières distinctes de décrire la manière dont le flux varie avec le temps. Un hydrogramme est simplement une série temporelle. Lors d'une analyse en régime permanent, un hydrogramme peut être converti en un seul débit: le débit de pointe, du débit moyen ou minimal peut être sélectionné pour être utilisé en régime permanent ou l'hydrogramme peut être totalement ignoré. Si la durée d'une simulation de période prolongée dépasse la durée d'un hydrogramme, le dernier point de l'hydrogramme restera constant pendant la durée restante. Une charge de motif est constituée d'un débit de base moyenne unique et d'une série de multiplicateurs sans dimension utilisés pour délimiter l'évolution de débit dans le temps; pendant une analyse en régime permanent, le débit de base d'entrée est utilisé comme débit indépendamment du modèle de chargement appliqué, tandis que pendant une simulation de

période prolongée si la durée de la simulation dépasse la durée d'un modèle, le motif se répète. SewerCAD classe les débits en eaux sanitaires (temps sec) résultant de l'activité humaine, des eaux pluviales liées à l'activité pluviométrique et des infiltrations d'eau souterraine et des apports pluviométriques, et des débits connus, provenant de calculs externes ou de données mesurées sur le terrain. Le débit total à un point donné peut être une combinaison de ces types de débit de base.

Les débits d'eau usée peuvent être saisis soit sous forme d'hydrogrammes, soit sous forme de volume, soit sous forme de débit sanitaire unitaire, en fonction d'un nombre d'unités contributives, avec un débit moyen spécifié par unité. Les débits moyens par temps sec peuvent être transformés en débits minimaux ou maximaux en utilisant un facteur d'écoulement extrême EFF.

III. 10. Modélisation hydrologique

III. 10. 1. Méthode de perte par infiltration du Curve Number de SCS

Le modèle développé par le Soil Conservation Service (SCS) est le plus couramment utilisé. Le choix de ce modèle s'explique par sa prise en compte de l'occupation du sol, ce qui est censé de permettre de s'affranchir de l'optimisation du paramètre capacité de stockage du sol.

Le modèle de production SCS relie le cumul de la pluie efficace P_e (ce sont les pluies qui ruissellent) au cumul de la pluie brute P_b par l'équation :

$$P_e = \frac{(P_b - I_a)^2}{(P_b - I_a) + S}$$

Où I_a désigne les pertes intervenant en début d'événement et S la capacité de rétention eau du sol (infiltration cumulée). Tous ces paramètres sont exprimés en mm les paramètres d'ajustement du modèle sont I_a et S , on admet généralement que ceux-ci sont liés par la relation :

$$I_a = 0.2.S$$

Où S est la capacité maximale du réservoir sol(en mm).

Le réservoir est alimenté par l'eau qui s'infiltré, et il est vidangé par la reprise évaporatoire, la percolation vers la nappe profonde et l'eau exfiltrée remise en écoulement gravitaire.

Dans notre cas, c'est -à- dire en période de crues, la reprise évaporatoire est négligeable par rapport aux autres processus. La modélisation de ce réservoir prend en compte l'état initial du sol quand plusieurs évènements pluviométriques se succèdent.

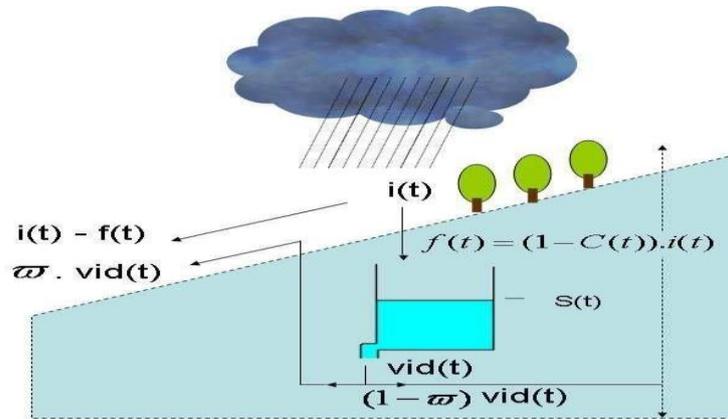


Figure III. 23. Schéma du modèle SCS

Où la vidange $vide(t) = dS \cdot S(t)$, $I(t)$ représente l'infiltration dans le sol au cours du temps et ω la fraction de la vidange qui participe au ruissellement. Le modèle SCS est composé de trois paramètres : S (ou CN), dS , ω .

- **S** (en mm) représente la capacité maximale du réservoir sol. Cette capacité dépend de nombreuses caractéristiques du sol (profondeur, hétérogénéité, porosité, conductivité hydraulique, pendage du sous-sol. Classiquement, on peut accéder à S par des abaques reliant S à la nature et à l'utilisation du sol.

Dans notre cas, S est un paramètre que l'on va différencier des autres par sa nature : on parle de capacité maximale disponible dans le réservoir sol que l'on définit comme condition initiale, donc variable sur le bassin versant et dans le temps en fonction de l'espace disponible dans le réservoir à l'instant t .

- **CN** (adimensionnel) ou **curve number**. Comme pour S , des abaques donnent sa valeur suivant la nature et l'utilisation du sol. Ces deux paramètres sont reliés par la relation suivante :

$$S(mm) = 25.4 * \left(\frac{10000}{CN} - 10 \right)$$

- dS est le coefficient de la vidange exponentielle du réservoir sol (évaporation, percolation, ruissellement hypodermique). Une valeur de 1 conduit à un taux journalier de vidange de 63% ($= 1 - \exp^{-1}$) et à un taux horaire de vidange de 4% ($= 1 - \exp^{-1/24}$). Les valeurs de dS sont comprises entre 0 (pas de vidange) et 8 (vidange complète du réservoir).
- ω (adimensionnel) représente la fraction de vidange qui participe au ruissellement sous forme d'exfiltration.

Les CN prennent leurs valeurs en fonction des conditions d'humidité antécédente du sol, de son couvert végétal perméable ou son revêtement imperméable. La nature du sol s'exprime en fonction d'un classement en quatre groupes hydrologiques (HSG : hydrologic soil group) d'après son aptitude à l'infiltration (SCS, 1972; NRCS, 1986 ; CERTU, 2003; McCuen, 2004 ; Bertrand-Kraiewski, 2006)

- Sol de type A : infiltration élevée, sols profonds composés de sables ou de graviers ;
- Sol de type B : infiltration moyenne, sols moins profonds moyennement chargés en loess et argiles.
- Sol de type C : infiltration faible, sols peu profonds moyennement argileux ;
- Sol de type D : infiltration très faible, sol argileux ou très argileux

III. 11. Modélisation hydraulique

Dans le logiciel SewerCAD il y a un seul modèle hydraulique de l'onde dynamique (Dynamic wave) de la résolution des équations de Barré Saint Venant

III. 11. 1. Modèle de l'onde dynamique

- **Onde dynamique :**

$$\frac{\partial V}{\partial t} + y \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right) + g \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) = 0 \quad (\text{Eq III. 1})$$

Le modèle donné par l'équation est appelée de "onde dynamique". En pratique, il correspond à des ondes de haute fréquence. Modèle à frottements prépondérants et inertie négligeable. 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, 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 s'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et l'écoulement 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 influence aval significatives, notamment lorsque le réseau comporte des limitations de débits à aval ou des systèmes de régulation tes que déversoirs ou orifices calibrés.

C'est la méthode de l'onde dynamique qui été utilisée puisqu'elle permet la résolution complète des équations de barré de saint venant avec modélisation des débits négatifs, mises en charge et influences aval.

➤ **Méthode de l'onde dynamique**

SWMM résout l'équation de la conservation de la masse équation de continuité (Eq III. 2)

et l'équation de la conversation de la quantité de mouvement équation dynamique (Eq III. 3)

Pour l'écoulement transitoire graduellement varie dans les réseaux de drainage (canaux et pipes). Ces équations, connues sous le nom d'équation de Saint Venant, peuvent être exprimées sous la forme suivante pour l'écoulement dans une conduite :

$$\frac{\partial A}{\partial T} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{Eq III. 2})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial T} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A}\right)}{\partial x} + \frac{gA(\partial H)}{\partial x} + gASf + gAhl = 0 \quad (\text{Eq III. 3})$$

Ou

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 perte de frottement (principale perte par unité de longueur de la conduite)

h_l : la perte locale d'énergie par unité de longueur de conduite

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

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.

La perte locale H_l être exprime comme suite :

$$H_l = \frac{K V^2}{2 g l} \quad (\text{Eq III. 4})$$

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 .

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

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum Q + A_{store} + \sum A_s \quad (\text{Eq III. 5})$$

Ou

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

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

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

III. 11. 2. La Pluie de projet

Les données statistiques servent à l'établissement des pluies de projet. Ce sont des pluies, généralement fictives, définies par un hyetogramme synthétique représentant l'intensité de la pluie $i(t)$ en fonction du temps t , sur une durée totale DT , et statistiquement équivalentes aux pluies réelles. Une période de retour lui est affectée, correspondant à celle de l'une de ses grandeurs caractéristiques Sa détermination repose sur l'estimation d'un ensemble de paramètres variant selon la forme du hyetogramme synthétique et généralement déterminés à partir des courbes IDF (le plus fréquemment les paramètres de la loi de Montana).

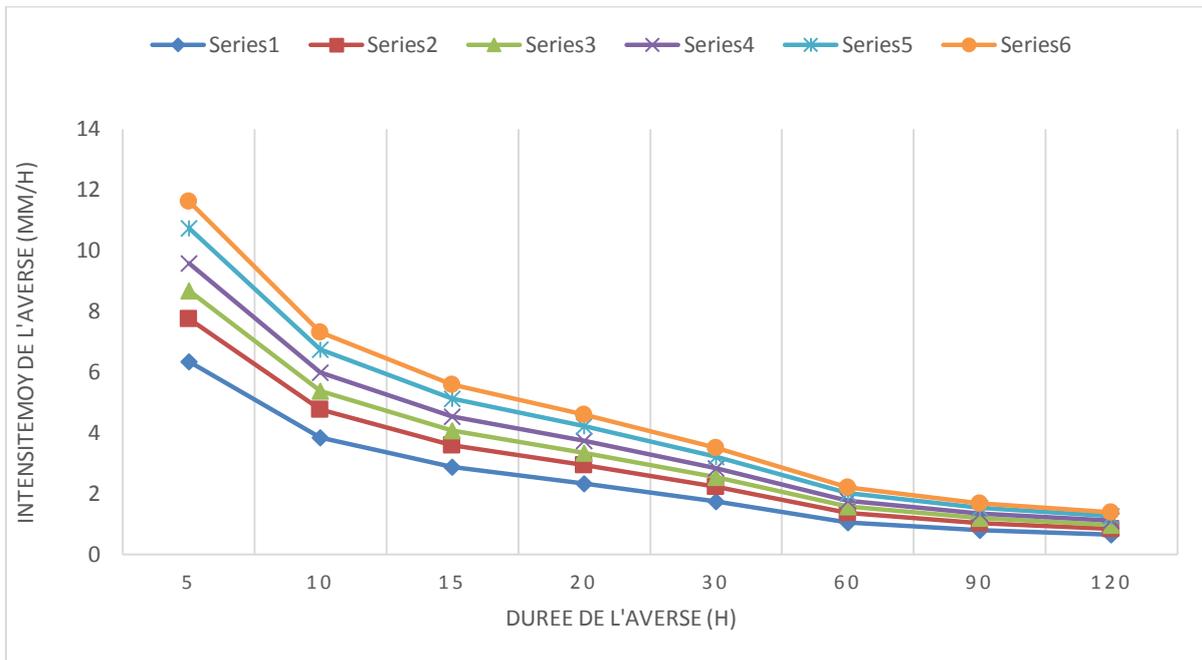


Figure III. 24 Représentation des courbes IDF (formule de Montana)

- Paramètres a et b de Montana

$$i_T(t) = \frac{a}{t^b}$$

Tableaux III. 5. les paramètres de la loi de MONTANA

| | | | | | | |
|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| paramètre "b" de Montana | -0,72 | -0,70 | -0,69 | -0,68 | -0,67 | -0,67 |
| paramètre "a" de Montana | 3,01 | 3,17 | 3,27 | 3,35 | 3,46 | 3,53 |

III. 11. 3. La pluie double-triangle

La pluie double-triangle se base sur une analyse conjointe de l'allure des hyétogrammes et des hydrogrammes sur un grand nombre d'exemples. Il est apparu que si les hyétogrammes

avaient des formes particulièrement complexes, les hydrogrammes correspondants étaient beaucoup plus simples. Ainsi, M. Desbordes (1970) a proposé de reconstruire la pluie ayant donné naissance à cet hydrogramme, il s'agit donc d'une procédure de modélisation inverse. Le but final est d'obtenir la pluie la plus simple, c'est-à-dire comportant le moins de paramètres possibles.

La pluie "double-triangle" symétrique est définie, par les 5 paramètres suivants:

- La durée totale: t_3 ,
- La durée de la période de pluie intense: t_1 ,
- La position de la pointe d'intensité par rapport au début de la pluie: rapport t_2 / t_3 , (t_2 définissant l'intervalle de temps entre le début de la pluie et le début de la période de pluie intense),
- L'intensité moyenne pendant la période de pluie intense: i_1 ,
- L'intensité moyenne en dehors de la période de pluie intense: i_2 .

Le seul paramètre temporel à fournir est la durée de la période de pluie intense t_1 , la durée t_3 est choisie automatiquement égale à $10 \times t_1$. Le fait que la pluie soit symétrique impose la relation :

$$t_2 + t_1 / 2 = t_3 / 2, \text{ soit } t_2 = (t_3 - t_1) / 2$$

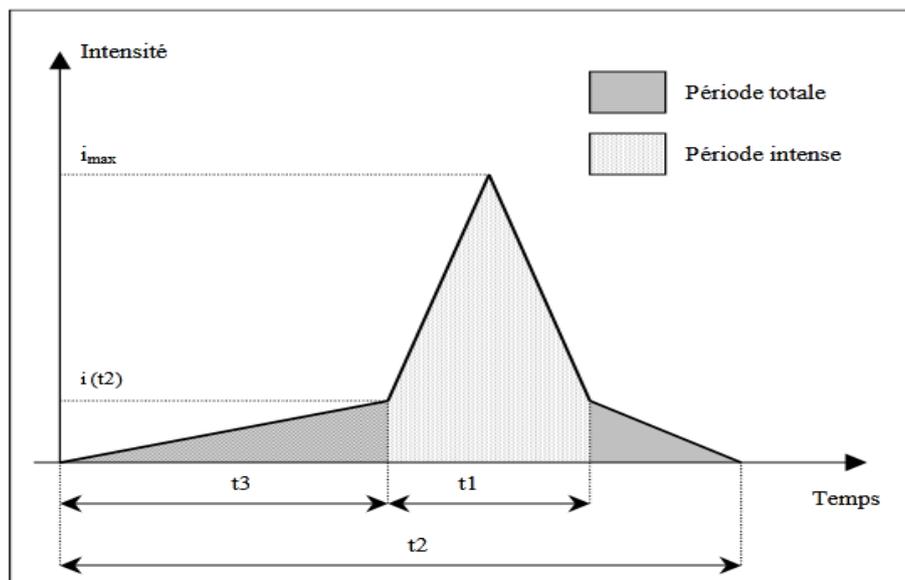


Figure. III. 25 Forme caractéristique d'une pluie de projet double triangle

Les intensités moyennes de pluie, utilise les formules suivantes:

$$i_1 = (t_1)^b \frac{1 - (0,1)^{b+1}}{0,9 \times 0,1^b} \cdot 120 \cdot a \cdot 2^b$$

$$i_2 = (t_1)^b \frac{(0,1)^b - 1}{0,9 \times 0,1^b} \cdot 120 \cdot a \cdot 2^b$$

Où a et b sont des coefficients de Montana.

Après une analyse statistique on a obtenu les hyetogrammes de pluie pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans.

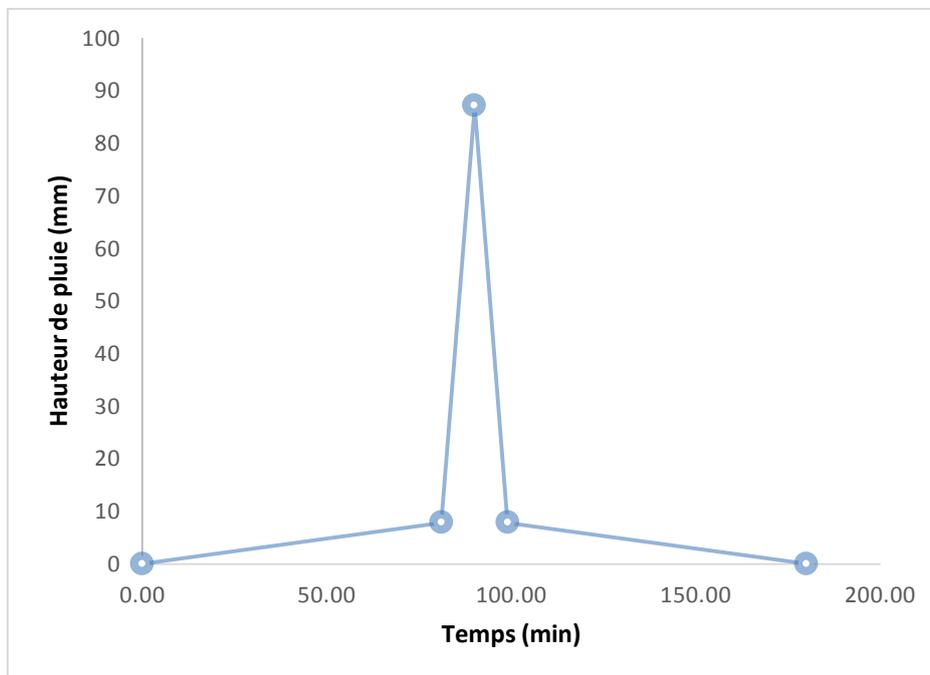


Figure. III. 26. Hyetogramme de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

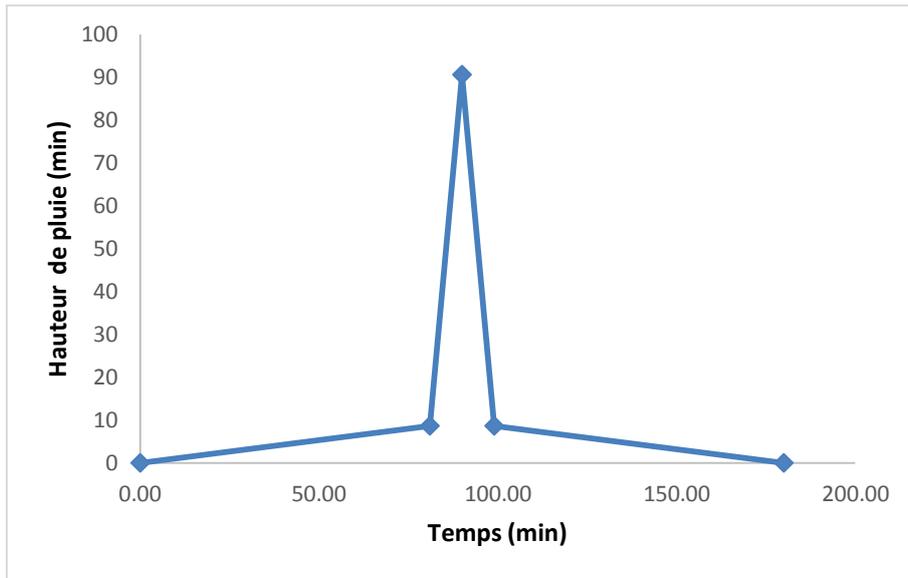


Figure. III. 27. Hyetogramme de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

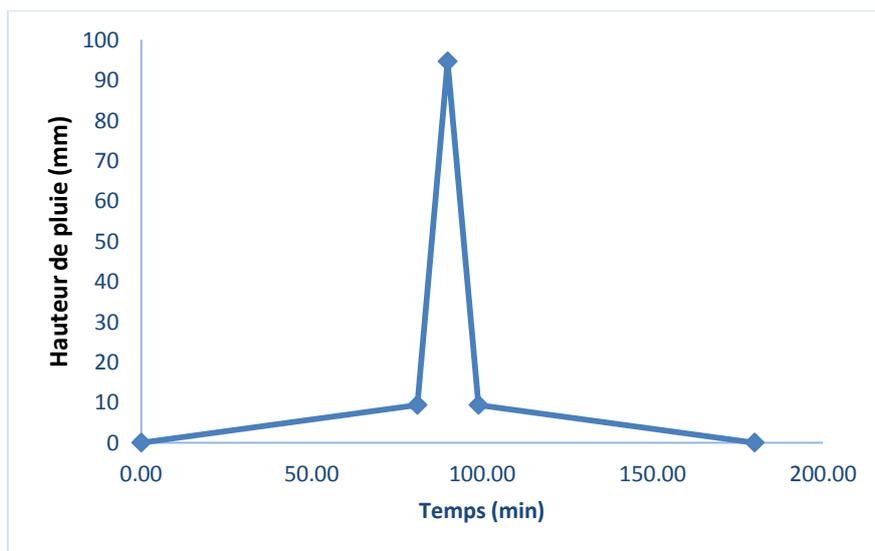


Figure. III. 28. Hyetogramme de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

III. 11. 4. Pluie composite

Cette technique initialement proposée par Chow et al. (Chow et al ,1988), est aussi connue sous le nom de méthode bloque alternative (Alternation block méthode). La particularité fondamentale de cette averse composite est que les intensités moyennes maximales sur n'importe quelle durée sont identiques à celles lues sur la courbe IDF pour la même durée (Musy et al ,1998). L'application de cette technique consiste à calculer l'intensité moyenne maximale sur différents intervalles de référence, en modélisant les courbes IDF pour la région

d'el MATROUHA. La durée critique de la pluie, $dp=180$. (3 heures), et le pas de décomposition temporelle du hyétogramme, $\Delta t=10\text{min}$, ayant été définis, l'intensité moyenne maximale sera calculée pour une première durée d'agrégation de 10min, ensuite cette durée sera incrémentée d'un pas de discrétisation de $\Delta t = 10\text{min}$ et correspondante sera calculée, ainsi de suite jusqu' à atteindre la durée totale (360) L'averse composite obtenue présente un hyétogramme décroissant dans le temps. Cette forme peu fréquente peut être réarrangée. En effet, en fixant la pointe d'intensité au centre et les intensités décroissantes alternativement avant et après la pointe.

Après une analyse statistique on a obtenu les hyetogrammes de pluie pour les périodes de retour de 10, 20 et 50 ans.

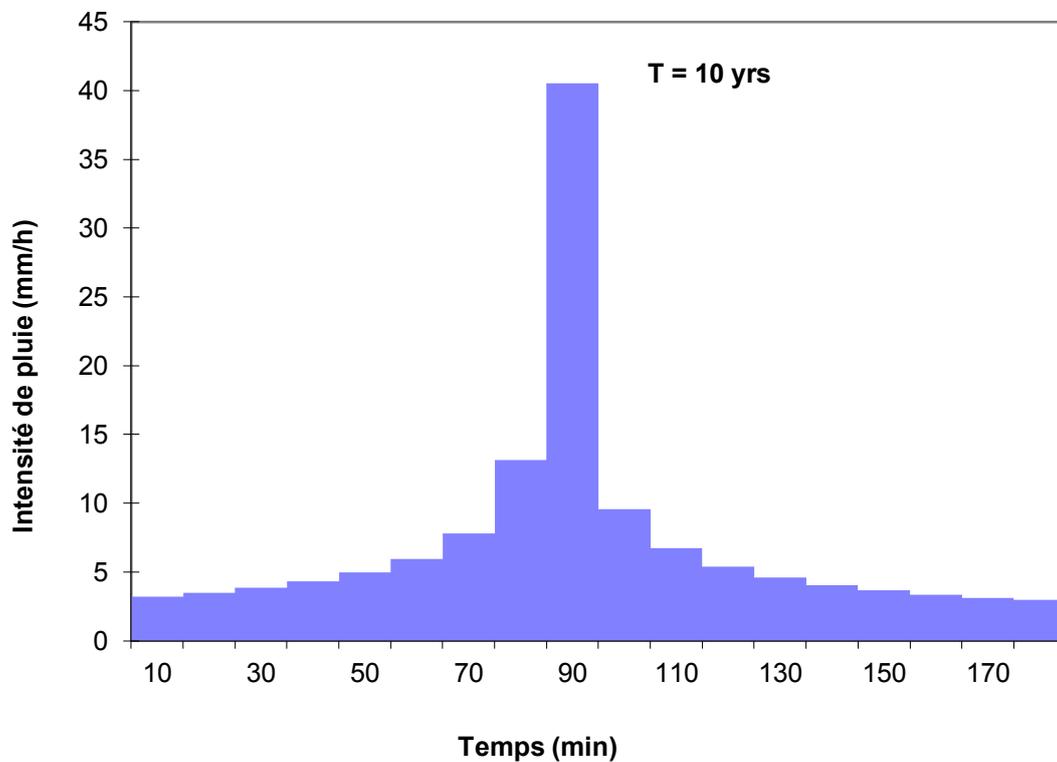


Figure. III. 29. Hyetogramme de pluie composite pour la période de retour de 10 ans

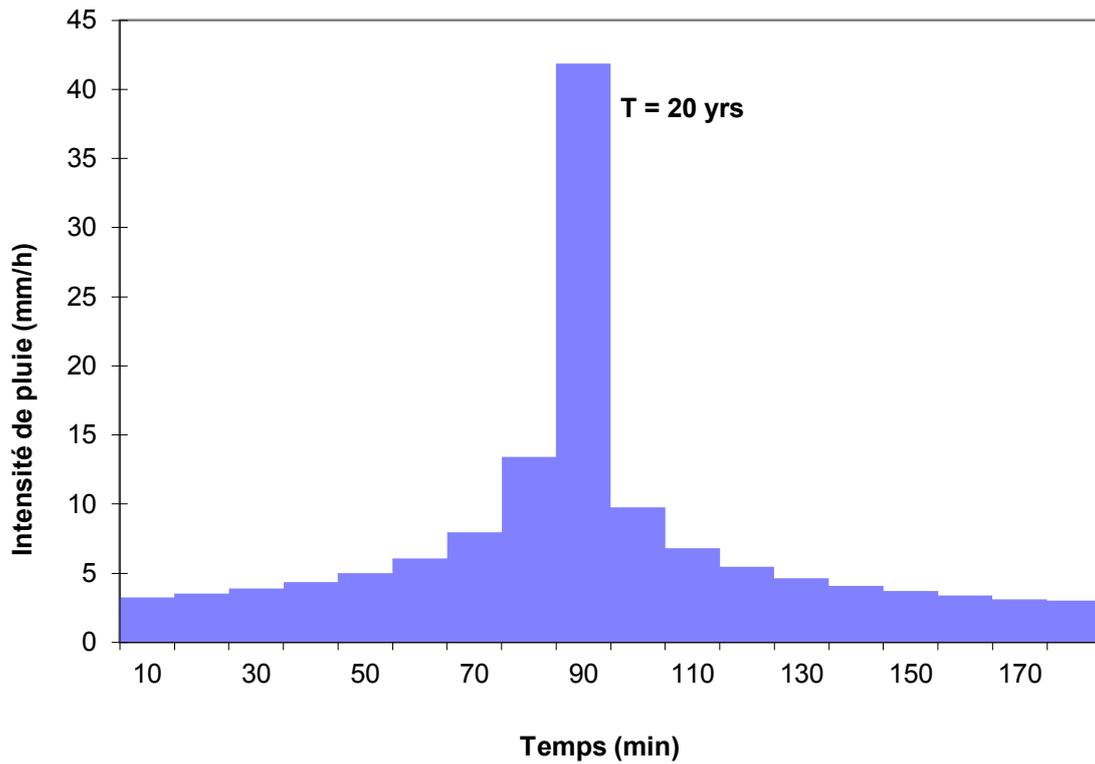


Figure. III. 30. Hyetogramme de pluie composite pour la période de retour de 20 ans

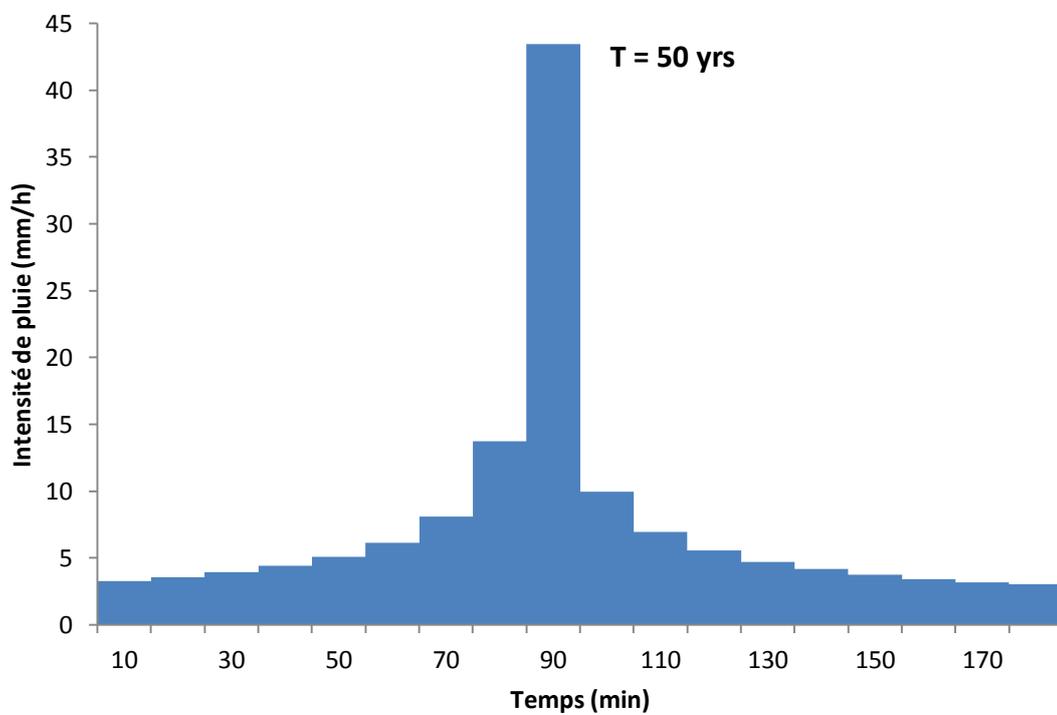


Figure. III. 31. Hyetogramme de pluie composite pour la période de retour de 50 ans

III. 12. Procédures d'entrée et de sortie

III. 12. 1. Formats de fichier (s) d'entrée possibles

Toutes les données d'entrée du modèle sont stockées dans un fichier binaire qui a l'extension. SWR. Les données d'entrée peuvent être saisies à l'aide d'un éditeur d'éléments hydrauliques qui organise les données d'entrée relatives aux éléments dans différents tableaux. Les tables peuvent être éditées, triées et / ou filtrées pour faciliter la saisie de données pour des éléments spécifiques, et peuvent également être personnalisées pour répondre à une variété d'exigences. Les données affichées dans une table peuvent être exportées vers un fichier texte ASCII au format tabulé ou délimité par des virgules. SewerCAD a la capacité de lire dans le chargement de données à partir d'un fichier texte ASCII au format fixe. Les données d'entrée peuvent également être échangées dynamiquement avec une variété d'applications comme décrit précédemment.

III. 12. 2. Formats de fichier (s) de sortie possible

Les résultats de calcul de SewerCAD sont stockés dans des fichiers binaires avec des extensions .OUT pour les résultats du système de pression et des extensions. RST pour les résultats du système de gravité. Les données de sortie sont reportées dans des tableaux qui peuvent être édités, triés et / ou filtrés pour présenter les résultats pour des éléments spécifiques, et peuvent également être personnalisés pour répondre à une variété d'exigences. Les données affichées dans une table peuvent être exportées vers un fichier texte ASCII au format tabulé ou délimité par des virgules. Les données de sortie peuvent également être échangées dynamiquement avec une variété d'applications comme décrit précédemment.

III. 13. Conclusion :

La région étudiée est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie. Elle est soumise à un climat méditerranéen. Caractérisé par une période humide qui s'étale du mois d'octobre au mois d'avril et une période sèche qui s'étale au mois de mai jusqu'à le mois de septembre.

Les précipitations en hiver atteignent son intensité maximale ce qui favorise la densité de drainage de réseau hydrographique et la période humide est caractérisée par des températures très faibles d'après les analyses en constate que dans cette période (hiver) l'humidité est grande surtout au mois de janvier à cause de la proximité de la mer.

En revanche la période d'été est connue par la période sèche ou la rareté des précipitations, l'ensoleillement et la température atteint son intense.

Après l'achèvement de la définition des données concernant notre ville du point de vue de la topographie, climatologie, population, nous procédons à la phase de la modélisation du réseau d'assainissement existant via le logiciel SewerCAD.

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 SewerCAD pour simuler les écoulements dans un réseau d'assainissement et la performance de ce modèle de la modélisation de certaines inondations.

SewerCAD 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.

SewerCAD permet une lecture graphique, compréhensible pour l'utilisateur. Par le seul recours à ses fonctions de base, SewerCAD offre un important potentiel d'analyse.

The background of the page is a repeating pattern of roses in a light, muted color. The roses are arranged in a grid-like fashion, with some in focus and others slightly blurred, creating a sense of depth. The overall tone is soft and elegant.

Chapitre IV
Résultats et discussion

IV. 1. Résultats et discussion

Le présent chapitre permet de présenter tous les résultats obtenus après les différentes simulations par le logiciel SewerCAD. Il est divisé en trois principales sections qui permettent de présenter les résultats de simulation obtenus par le modèle de pluie double triangle (section IV.1), les résultats de simulation obtenus par le modèle de pluie composite (section IV.2) et une comparaison de ces résultats (section IV.3). Toutefois, l'analyse et la discussion proposée se base sur tous les résultats obtenus au cours de cette étude.

IV. 2. Simulation par le modèle de pluie de double triangle

La présente section permet de présenter tous les résultats des débits, les hauteurs d'eau au niveau des regards, la ligne hydraulique et l'état du réseau obtenus par le modèle de pluie de double triangle pour les trois périodes de retour (10, 20 et 50 ans).

IV. 2. 1. Double triangle T= 10 ans

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans indiquent que 20 regards sur 110 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 18 % du nombre des regards du réseau. Donc, le risque des inondations est probable.

- *Regards N°04, 05 et 06*

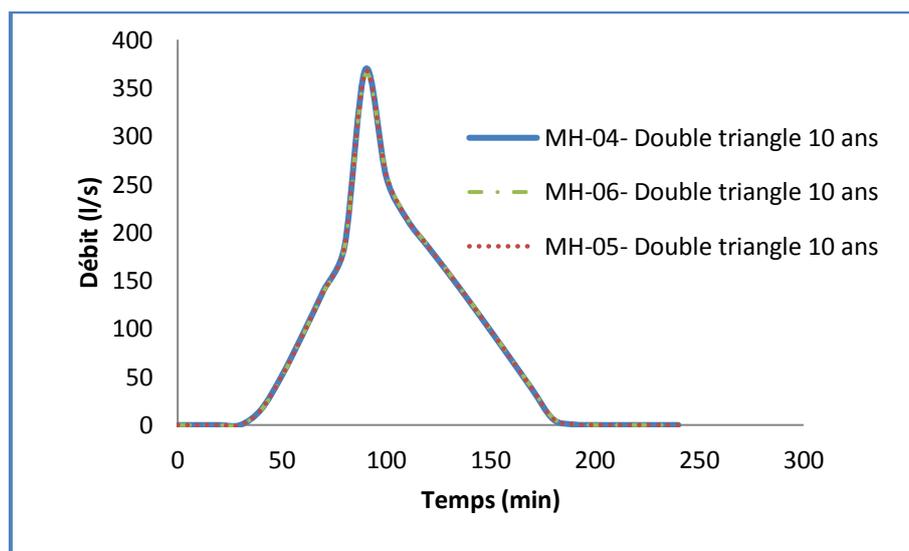


Fig. IV.1. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 04, 05 et 06 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans

La figure (IV.1) illustre les hydrogrammes de variation du débit dans les nœuds MH04, 05 et 06 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans. Les débits max enregistrés lors de la simulation sont 369.27 l/s, 366.56 l/s et 363.85 l/s respectivement (Tableau IV.1).pour un temps de pic de 90 min. Le nœud MH04 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 110 min, par contre les nœuds MH05 et 06 sont en surcharge à l’instant 90 min (Fig IV.2).

Tableau IV. 1. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH4, 5 et 6 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-4 | 90 | 73,19 | 71,77 | 369,27 | 0,98 | 72,75 | Surcharge |
| | 100 | | | 257,29 | 0,36 | 72,13 | |
| | 110 | | | 213,21 | 0,33 | 72,10 | |
| MH-5 | 90 | 72,45 | 71,03 | 366,56 | 0,87 | 71,90 | Surcharge |
| MH-6 | 90 | 71,68 | 70,21 | 363,85 | 0,82 | 71,03 | |

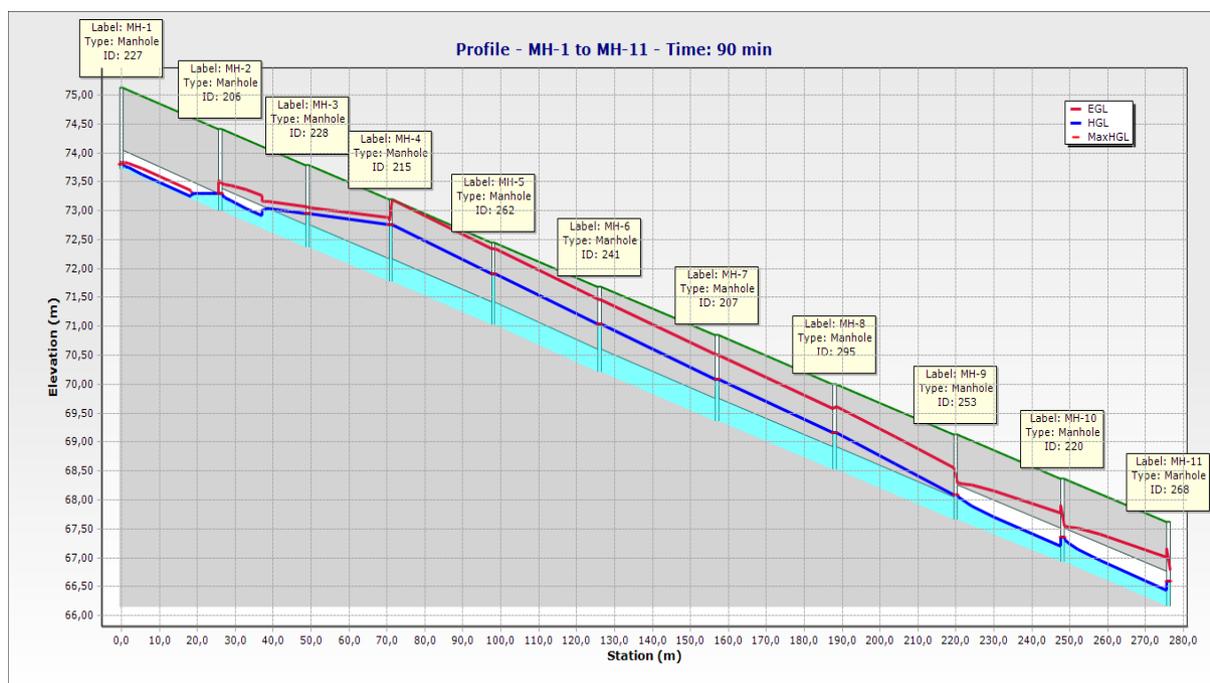


Fig. IV. 2. Profil en long du collecteur MH1 à MH11 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

- *Regards N°13 et 15*

Tableau IV. 2. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH13 et 15 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-13 | 80 | 66,16 | 64,66 | 290,42 | 0,35 | 65,01 | Surcharge |
| | 90 | | | 570,87 | 0,49 | 65,15 | |
| | 100 | | | 414,49 | 0,42 | 65,08 | |
| | 110 | | | 341,87 | 0,38 | 65,04 | |
| | 120 | | | 295,36 | 0,35 | 65,01 | |
| | 130 | | | 250,76 | 0,33 | 64,99 | |
| MH-15 | 90 | 64,84 | 63,37 | 1 047,51 | 0,79 | 64,16 | Surcharge |
| | 100 | | | 746,00 | 0,55 | 63,92 | |
| | 110 | | | 617,02 | 0,51 | 63,88 | |

• *Regards N°17 et 19*

Tableau IV. 3. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH17 et 19 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-17 | 70 | 63.00 | 61.56 | 444,96 | 0,40 | 61,96 | Surcharge |
| | 80 | | | 590,32 | 0,47 | 62,03 | |
| | 90 | | | 1 164,32 | 0,65 | 62,21 | |
| | 100 | | | 834,95 | 0,56 | 62,12 | |
| | 110 | | | 690,02 | 0,51 | 62,07 | |
| | 120 | | | 596,54 | 0,47 | 62,03 | |
| | 130 | | | 506,25 | 0,43 | 61,99 | |
| | 140 | | | 413,08 | 0,39 | 61,95 | |
| MH-19 | 90 | 61,58 | 59,97 | 1 730,56 | 0,75 | 60,72 | Surcharge |
| | 100 | | | 1 266,84 | 0,68 | 60,65 | |
| | 110 | | | 1 043,96 | 0,62 | 60,59 | |

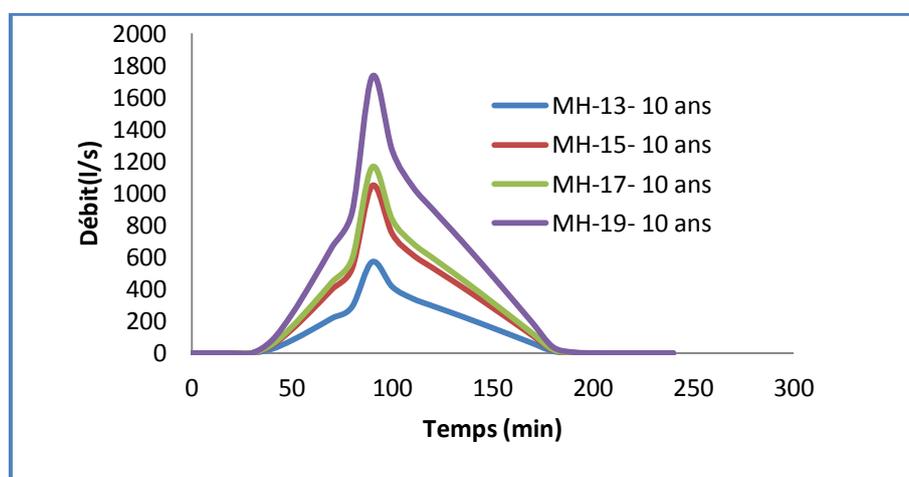


Fig. IV. 3. Hydrogrammes de variation du débit dans le nœud MH13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans

Dans le cas des regards MH13 et MH17, on remarque que le risque d'inondation est plus important duquel ces deux regards (MH13 et MH17) restent en surcharge pendant 50 min et 70 min respectivement (Tableau IV.2 et IV.3), par contre les regards MH15 et MH19 sont en surcharge pendant 20 minutes (Tableau IV.2 et IV.3). Les figures IV.3 et IV.4 illustrent la variation des débits dans les regards (MH13, 15, 17 et 19) et le niveau d'eau à l'instant 90 min.

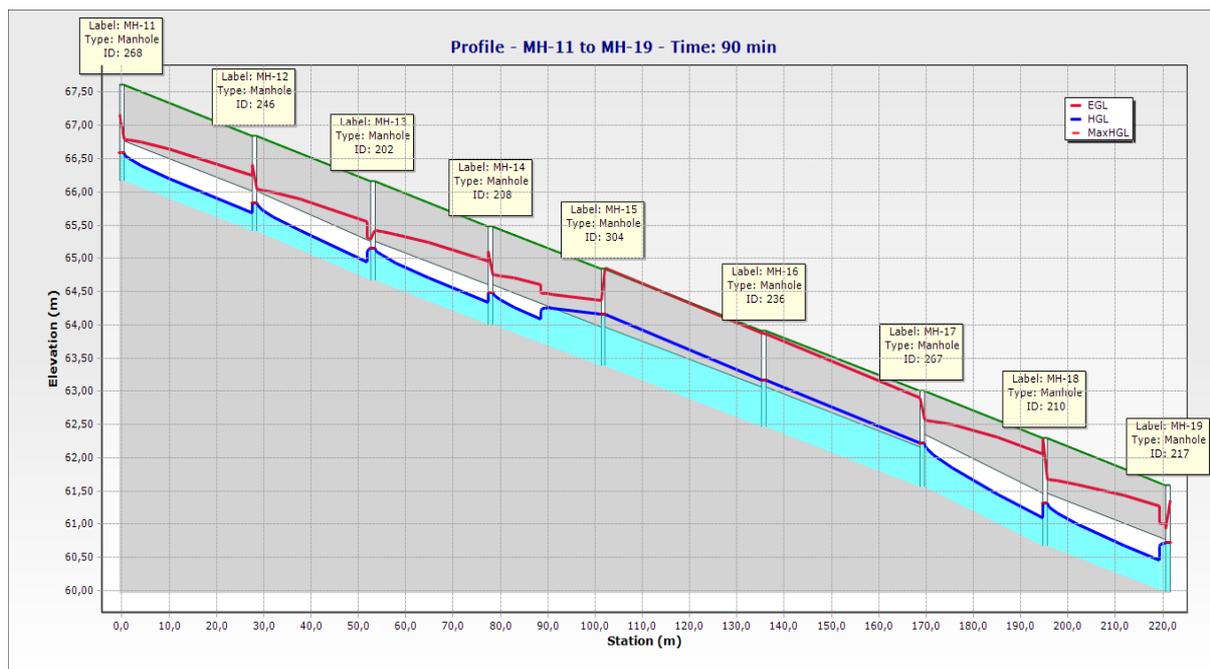


Fig. IV. 4. Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

• *Regard N°55*

Tableau IV. 4. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-55 | 80 | 71,07 | 69,67 | 217,47 | 0,32 | 69,99 | Surcharge |
| | 90 | | | 440,97 | 0,44 | 70,11 | |
| | 100 | | | 284,96 | 0,37 | 70,04 | |
| | 110 | | | 241,15 | 0,34 | 70,01 | |

• *Regards N°85 et 88*

Tableau IV. 5. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH85 et 88 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-85 | 90 | 74,36 | 72,93 | 367,76 | 0,39 | 73,32 | Surcharge |
| | 100 | | | 266,73 | 0,36 | 73,29 | |
| | 110 | | | 220,6 | 0,34 | 73,27 | |
| | 120 | | | 190,44 | 0,32 | 73,25 | |
| MH-88 | 90 | 71,22 | 69,77 | 550,56 | 0,48 | 70,25 | Surcharge |
| | 100 | | | 389,93 | 0,41 | 70,18 | |

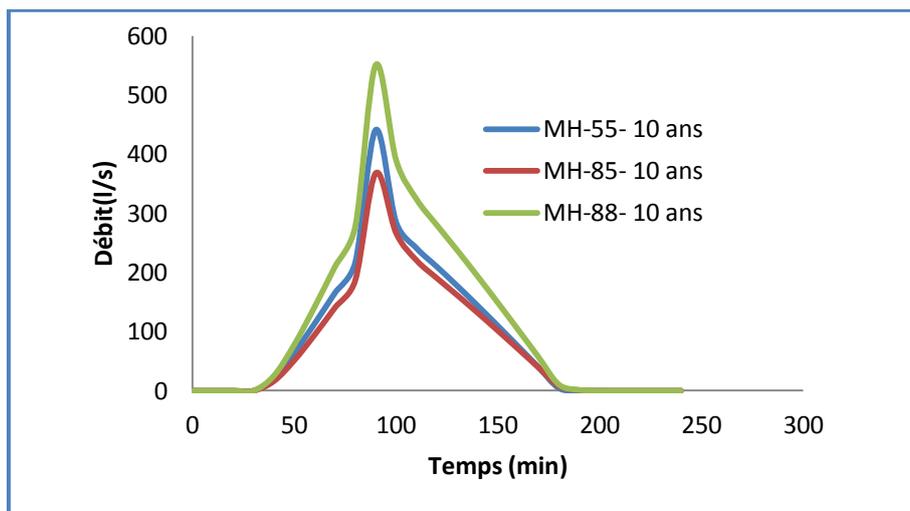


Fig. IV. 5. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55, 85 et 88 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans

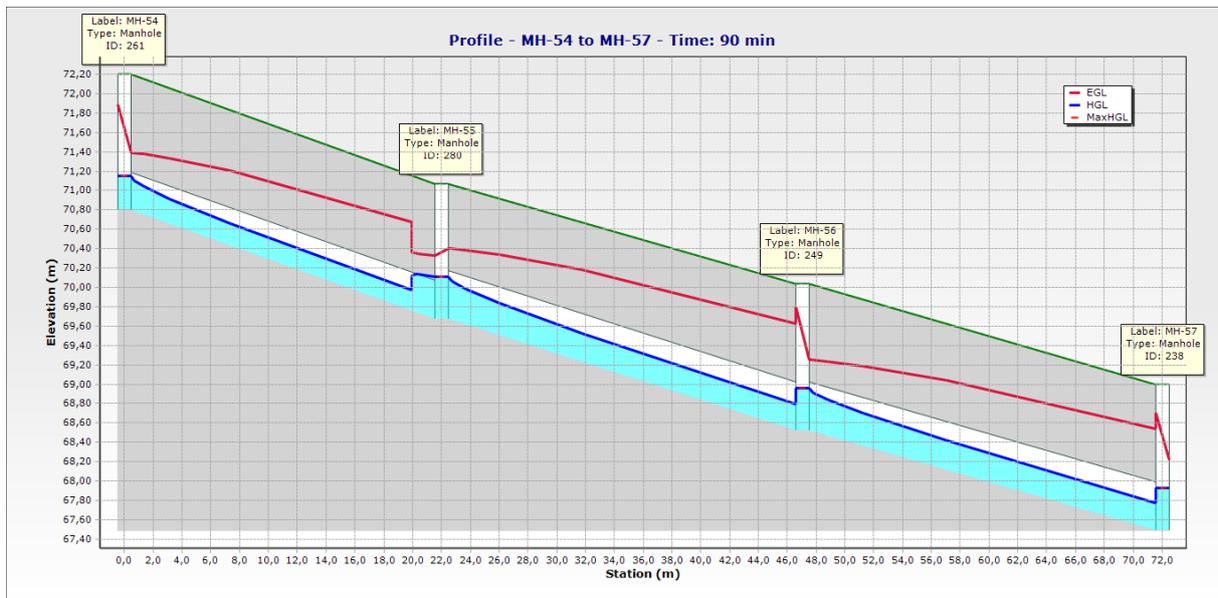


Fig. IV. 6. Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

La simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans pour les regards MH55, 85 et 88 montrent toujours le risque d'inondation sur ce réseau. Le réseau est en surcharge pendant 30 min au niveau des regards MH55 et MH85 (Tableau IV.4 et IV.5). Le regard MH88 est en surcharge pendant 10 min (Tableau IV.5). La variation des débits est plus importante au niveau du regard MH88 avec un débit de 550,56 l/s à l'instant 90 min, mais moins de risque par rapport aux autres regards qui restent en surcharge pendant 30 min (tableau IV.5 et figure IV.5). Les figures IV.6 et IV.7 illustrent le niveau d'eau des regards cités au dessus à l'instant 90 min duquel le réseau est quasiment en charge. Les regards MH-2, MH-7, MH-36, MH-3, MH-16, MH-9, MH-35, MH-51, MH-80 et MH-8 sont surchargés à l'instant 90 min.

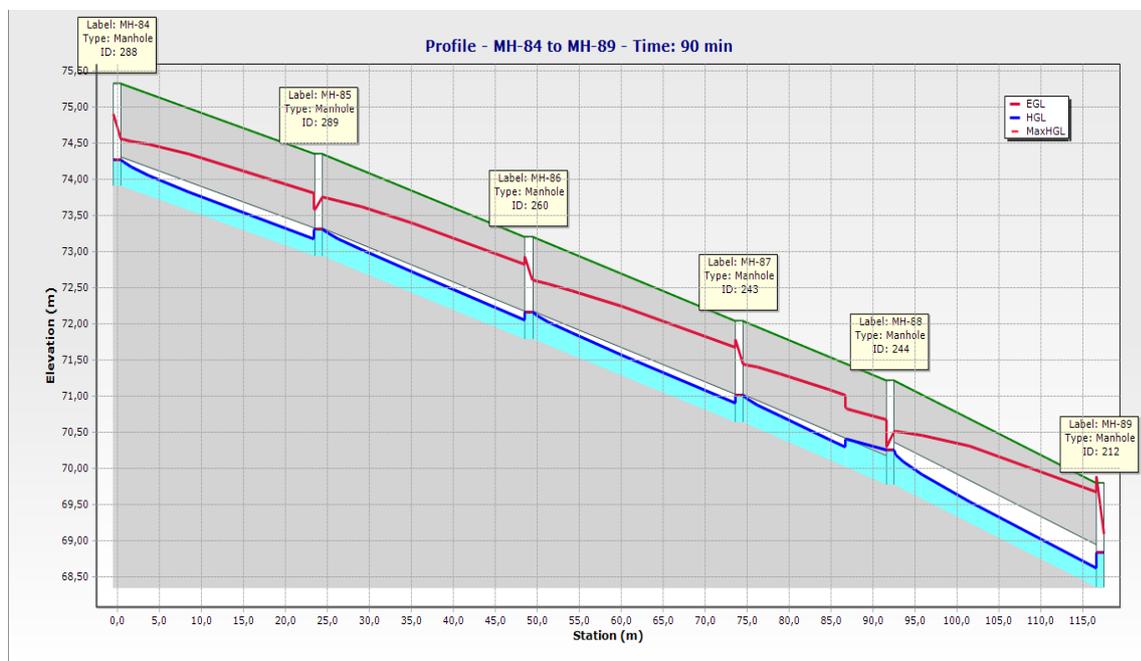


Fig. IV.7. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

• Exutoire

Tableau IV. 6. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) |
|----------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|
| O-2 (Exutoire) | 90 | 58.32 | 56.50 | 1694.27 | 0,49 | 56.99 |
| | 100 | | | 1286.01 | 0,41 | 56.91 |
| | 110 | | | 1053.77 | 0,37 | 56.87 |

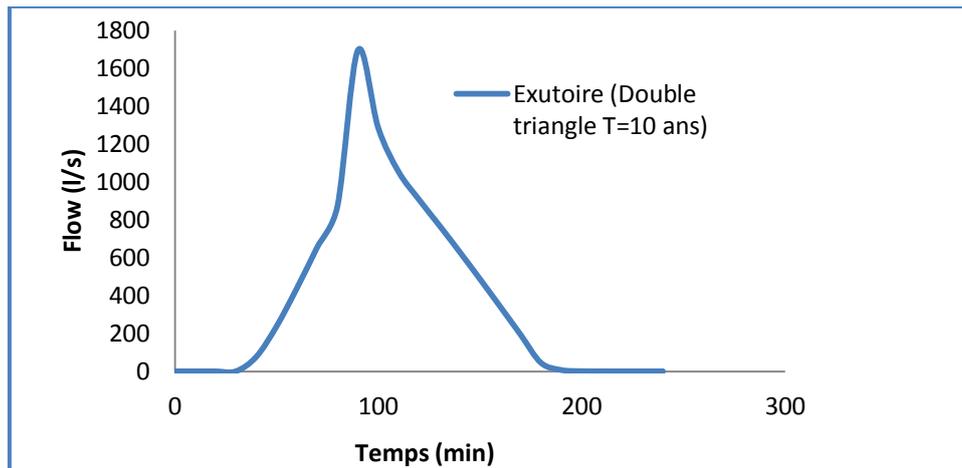


Fig. IV. 8. Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans

La variation des débits à l'exutoire varie entre 1694.27 l/s à l'instant 90 min à 1053.77 l/s à l'instant 110 min, correspond à une baisse de la hauteur d'eau de 0.49 m à l'instant 90 min à 0.37 m à l'instant 110 min, ce qui montre une baisse de 37.80 % du débit à l'instant 110 min (Tableau IV. 6 et figure IV. 8).

IV. 2. 2. Doubles triangles T= 20 ans

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans indiquent que 23 regards sur 110 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 20.91 % du nombre des regards du réseau. Donc, un débordement a eu lieu au niveau des regards MH04 et MH05, Donc l'inondation s'est produite.

- **Regards N°04, 05 et 06**

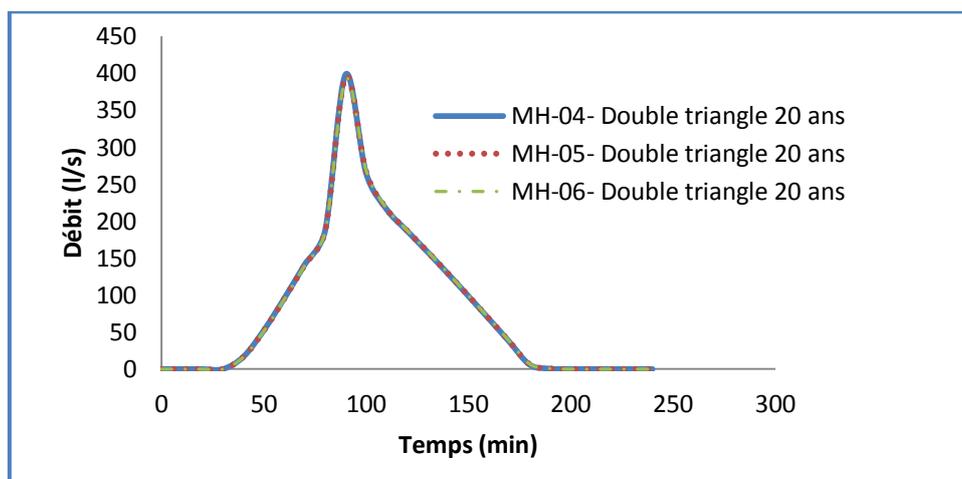


Fig. IV.9. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH04, 05 et 06 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans

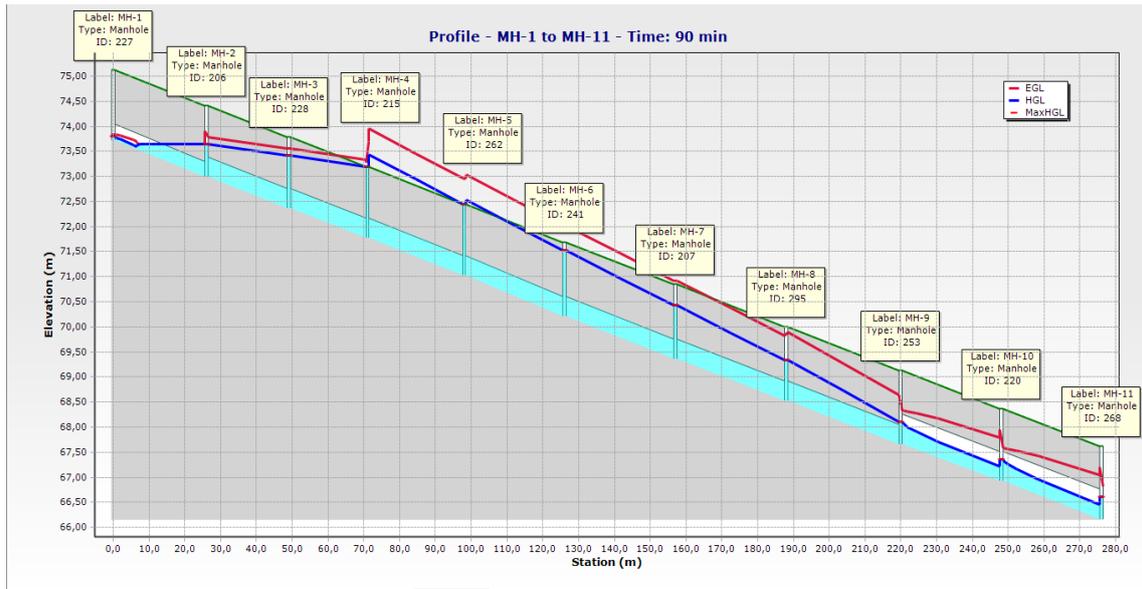


Fig IV. 10. Profil en long du collecteur MH1 à MH11 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

Les figures (IV.9 et IV.10) illustrent la variation des débits au niveau des regards MH04, 05 et 06 et son profil en long respectivement. Les résultats de simulation montrent que les regards MH04 et 05 sont en état de débordement à l’instant 90 min, par contre le regard MH06 est en surcharge, après l’instant 90 min sauf le regard MH04 reste en surcharge après avoir été en état de débordement (tableau IV.7), le contraire du cas de simulation pour la période de 10 ans où les regards étaient en surcharge.

Tableau IV. 7. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH4, 5 et 6 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d’eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d’eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-------------|
| MH-4 | 90 | 73,19 | 71,77 | 398,16 | 1,42 | 73,19 | Débordement |
| | 100 | | | 264,80 | 0,36 | 72,13 | Surcharge |
| | 110 | | | 215,92 | 0,33 | 72,10 | |
| MH-5 | 90 | 72,45 | 71,03 | 395,09 | 1,42 | 72,45 | Débordement |
| MH-6 | 90 | 71,68 | 70,21 | 392,02 | 1,31 | 71,52 | Surcharge |

• *Regards N°13 et 15*

Tableau IV. 8. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH13 et 15 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-13 | 80 | 66,16 | 64,66 | 293,40 | 0,35 | 65,01 | Surcharge |
| | 90 | | | 615,03 | 0,51 | 65,17 | |
| | 100 | | | 427,60 | 0,43 | 65,09 | |
| | 110 | | | 346,60 | 0,39 | 65,05 | |
| | 120 | | | 298,33 | 0,36 | 65,02 | |
| | 130 | | | 253,02 | 0,33 | 64,99 | |
| MH-15 | 90 | 64,84 | 63,37 | 1 129,47 | 1,13 | 64,50 | Surcharge |
| | 100 | | | 768,54 | 0,55 | 63,92 | |
| | 110 | | | 625,24 | 0,51 | 63,88 | |

• *Regards N°17 et 19*

Tableau IV. 9. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH17 et 19 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|----------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-17 | 70 | 63.00 | 61.56 | 450,06 | 0,40 | 61,96 | Surcharge |
| | 80 | | | 596,38 | 0,47 | 62,03 | |
| | 90 | | | 1255,17 | 0,68 | 62,24 | |
| | 100 | | | 860,58 | 0,57 | 62,13 | |
| | 110 | | | 699,35 | 0,51 | 62,07 | |
| | 120 | | | 602,47 | 0,47 | 62,03 | |
| | 130 | | | 510,78 | 0,43 | 61,99 | |
| | 140 | | | 416,54 | 0,39 | 61,95 | |
| | MH-19 | | | 90 | 61,58 | 59,97 | |
| 100 | | 1 307,37 | 0,69 | 60,66 | | | |
| 110 | | 1 058,62 | 0,63 | 60,60 | | | |

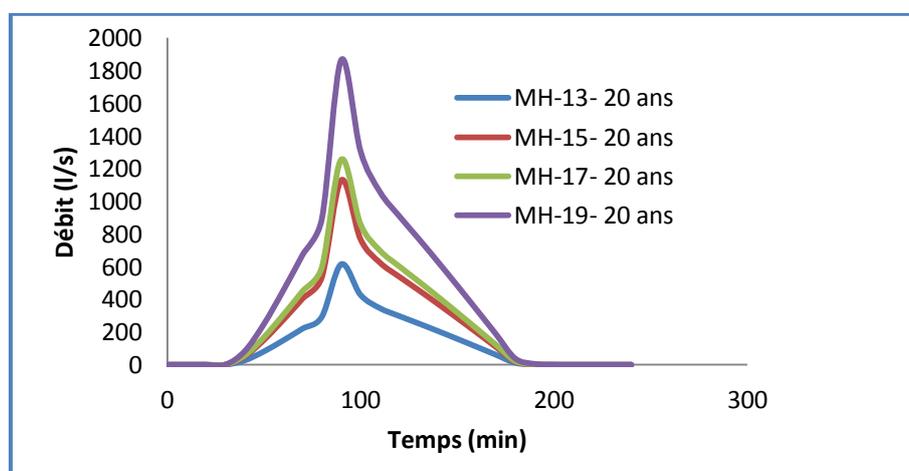


Fig.IV. 11. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans

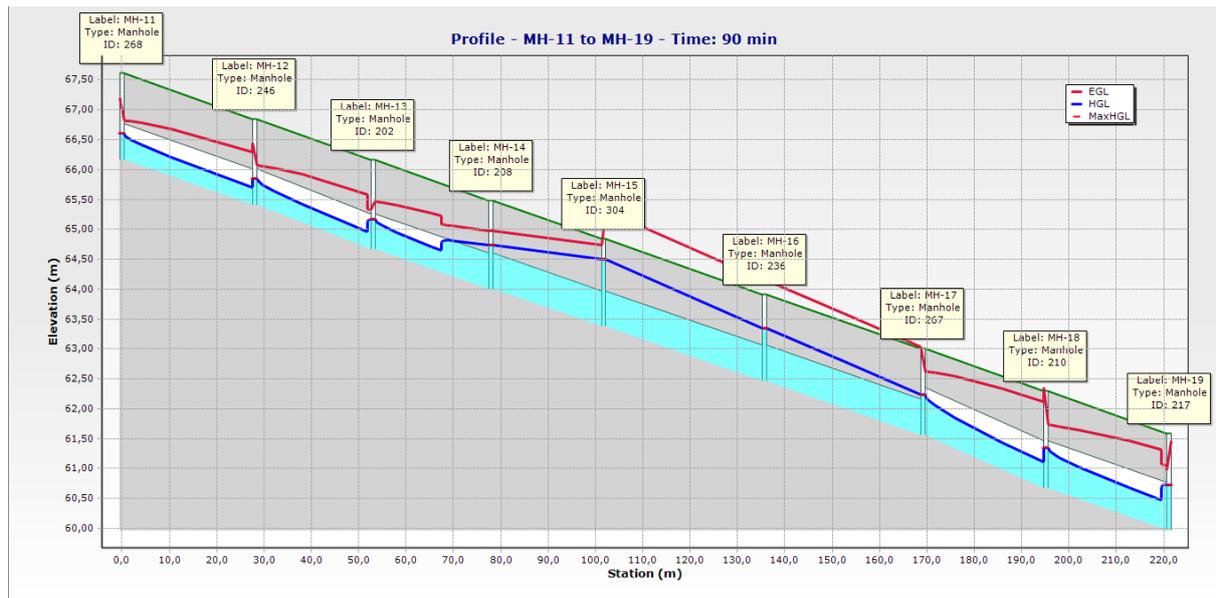


Fig. IV. 12. Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

Les résultats de simulation pour le cas de modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans pour les regards MH13, 15, 17, 19 sont en surcharge avec une augmentation des débits dans chaque nœud cités au dessus par rapport au cas de simulation pendant la période de retour de 10 ans (Tableau IV.8, IV9 et figure IV.11). La figure (IV.12) illustre le niveau d'eau dans chaque regard duquel le regard MH15 est sur le point de débordement. Donc le risque d'inondation augmente dans ce cas ce qui rend notre réseau en dysfonctionnement.

- **Regard N°55**

Tableau IV. 10. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-55 | 80 | 71,07 | 69,67 | 219,59 | 0,32 | 69,99 | Surcharge |
| | 90 | | | 476,71 | 0,46 | 70,13 | |
| | 100 | | | 291,62 | 0,37 | 70,04 | |
| | 110 | | | 243,93 | 0,34 | 70,01 | |

- **Regards N°85 et 88**

Tableau IV. 11. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH85 et 88 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-85 | 90 | 74,36 | 72,93 | 396,04 | 0,39 | 73,32 | Surcharge |
| | 100 | | | 275,2 | 0,37 | 73,3 | |
| | 110 | | | 223,74 | 0,34 | 73,27 | |
| | 120 | | | 192,38 | 0,32 | 73,25 | |
| MH-88 | 90 | 71,22 | 69,77 | 593,46 | 0,50 | 70,27 | Surcharge |
| | 100 | | | 401,62 | 0,42 | 70,19 | |

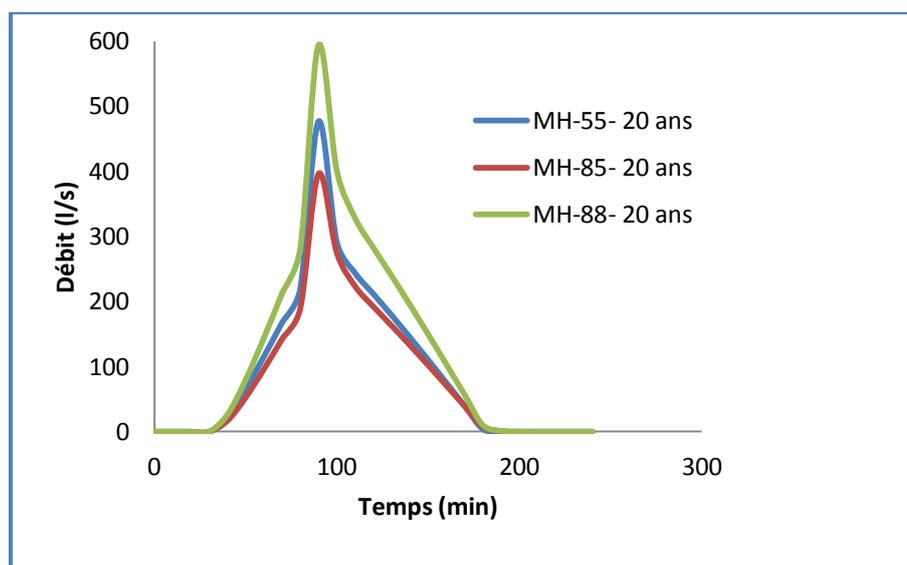


Fig. IV. 13. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55, 85 et 88 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans

La figure (IV.13) illustre la variation des débits au niveau des regards MH55, 85 et 88 qui sont en surcharge avec une augmentation valeurs des débits aux nœuds par rapport à la période de retour de 10 ans (Tableau IV.10 et IV.11), ce qui augmente le risque d'inondation au niveau des zones qui se trouvent à proximités de ces regards (Fig. IV.14 et IV.15). Les regards MH-2, MH-7, MH-14, MH-36, MH-3, MH-16, MH-34, MH-9, MH-35, MH-51, MH-80, MH-60 et MH-8 sont en surcharge à l'instant 90 min. dans ce cas en remarque que trois (03) regards sont en plus en surcharge par rapport au cas de la période de retour de 10 ans.

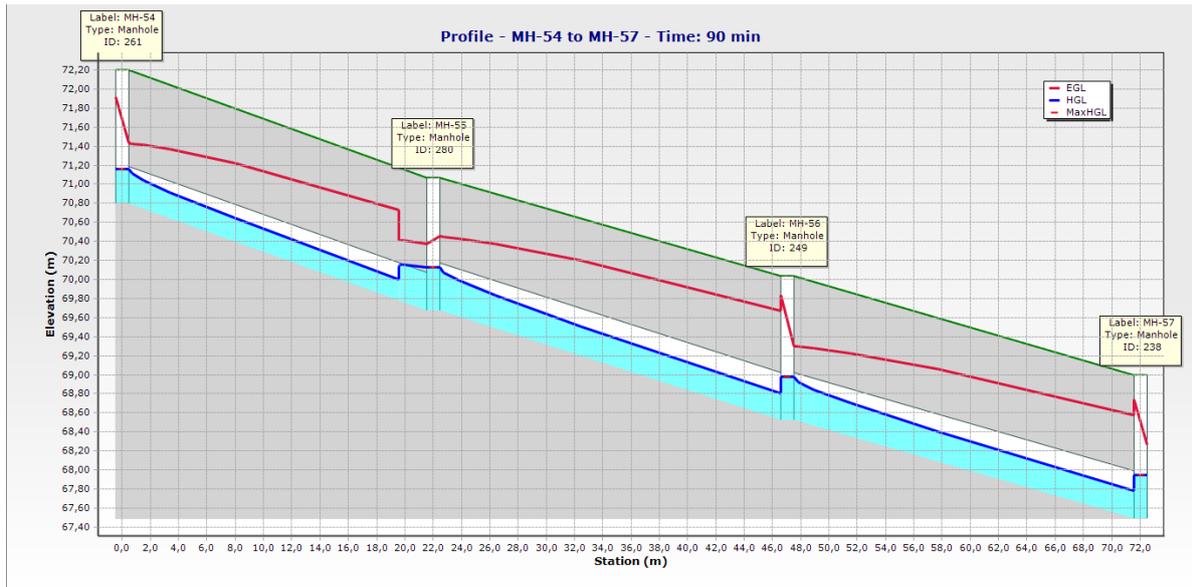


Fig. IV. 14. Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

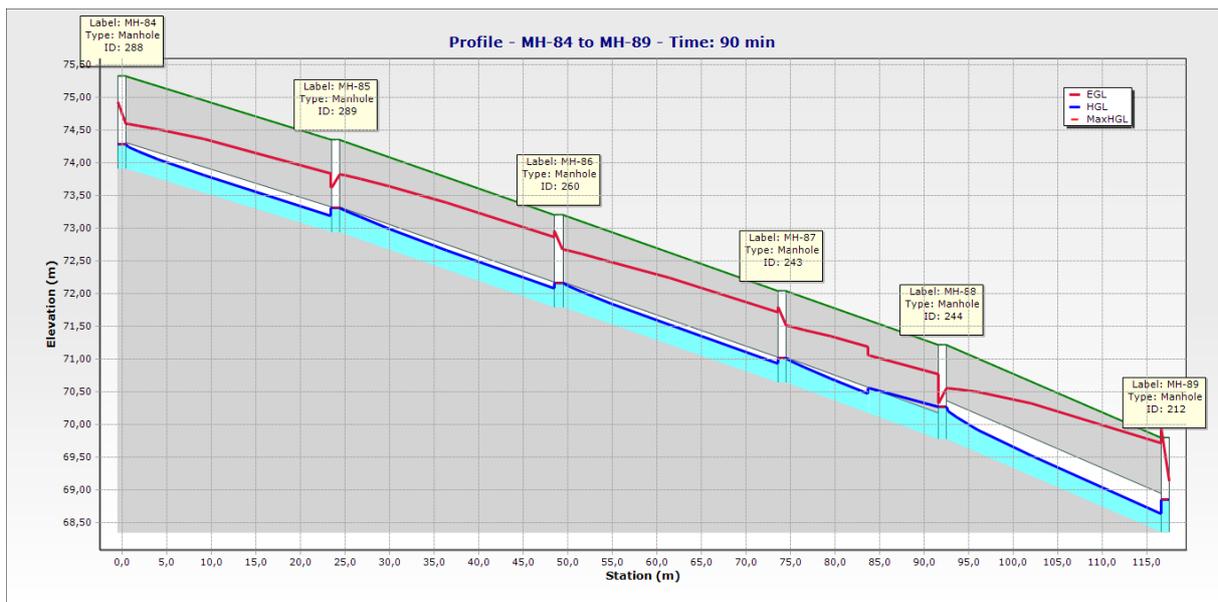


Fig. IV. 15. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

- Exutoire

Tableau IV. 12. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) |
|----------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|
| O-2 (Exutoire) | 90 | 58.32 | 56.50 | 1823.59 | 0.51 | 57.01 |
| | 100 | | | 1330.04 | 0.42 | 56.92 |
| | 110 | | | 1069.40 | 0.37 | 56.87 |

La variation des débits à l'exutoire varie entre 1823.59 l/s à l'instant 90 min à 1069.40 l/s à l'instant 110 min, correspond à une baisse de la hauteur d'eau de 0.51 m à l'instant 90 min à 0.37 m à l'instant 110 min, ce qui montre une baisse de 41.36 % du débit à l'instant 110 min (Tableau IV.12 et figure IV.16).

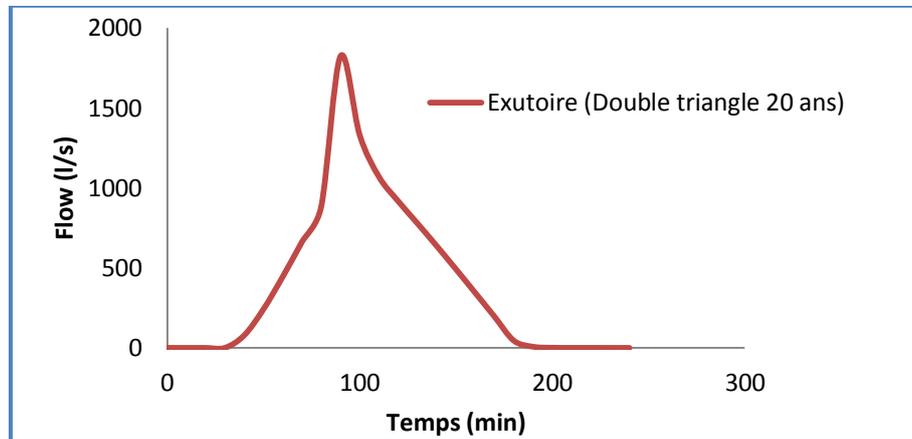


Fig. IV. 16. Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans

IV. 2. 3. Double triangle T= 50 ans

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans indique que 26 regards sur 110 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 23.64 % du nombre des regards du réseau. Donc, un débordement a eu lieu au niveau des regards MH04, MH05, MH06 et MH15, Donc l'inondation s'est produite à grande échelle.

- *Regards N°04, 05 et 06*

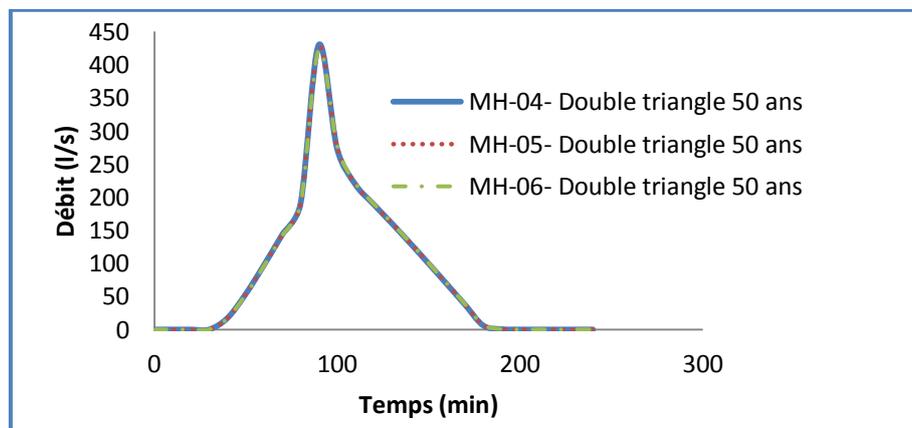


Fig. IV. 17 Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH04 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans

Après simulation nous avons constaté que le profil en long (Fig. IV.18) nous indique que les regards MH04, 05 et 06 sont en état de débordement à l’instant 90 min avec une augmentation importante des débits par rapport aux deux cas précédents, au delà de l’instant 90 min toujours le regard MH04 reste en surcharge (Tableau IV.13).

Tableau IV. 13. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH04, 05 et 06 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d’eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d’eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-------------|
| MH-04 | 80 | 73,19 | 71,77 | 189,94 | 0,32 | 72,09 | Surcharge |
| | 90 | | | 430,20 | 1,42 | 73,19 | Débordement |
| | 100 | | | 273,38 | 0,36 | 72,13 | Surcharge |
| | 110 | | | 273,38 | 0,36 | 72,13 | |
| MH-05 | 90 | 72,45 | 71,03 | 426,73 | 1,42 | 72,45 | Débordement |
| MH-06 | 90 | 71,68 | 70,21 | 423,28 | 1,47 | 71,68 | |

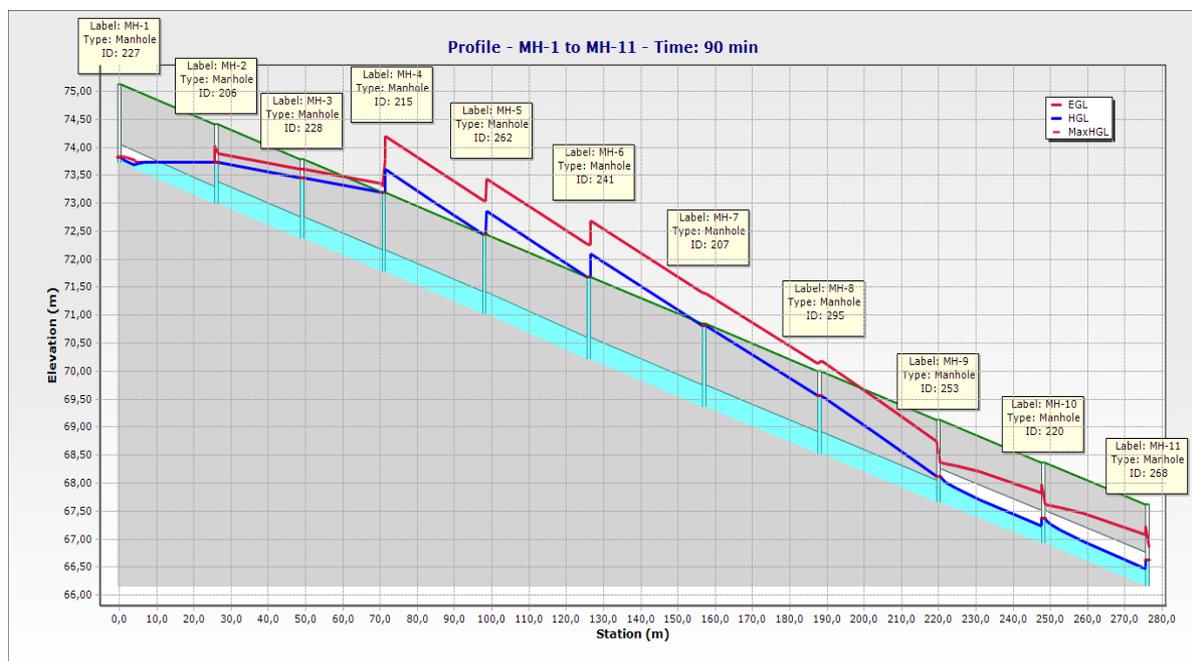


Fig. IV. 18. Profil en long du collecteur MH1 à MH11 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

- **Regards N°13 et 15**

Tableau IV. 14. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH13, et 15 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-------------|
| MH-13 | 80 | 66,16 | 64,66 | 297,41 | 0,36 | 65,02 | Surcharge |
| | 90 | | | 664,05 | 0,75 | 65,41 | |
| | 100 | | | 442,49 | 0,44 | 65,1 | |
| | 110 | | | 442,49 | 0,44 | 65,1 | |
| | 120 | | | 302,13 | 0,36 | 65,02 | |
| | 130 | | | 255,98 | 0,33 | 64,99 | |
| MH-15 | 90 | 64,84 | 63,37 | 1 220,45 | 1,47 | 64,84 | Débordement |
| | 100 | | | 794,15 | 0,55 | 63,92 | Surcharge |
| | 110 | | | 635,32 | 0,51 | 63,88 | |

• *Regard N°17, N°19*

Tableau IV. 15. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH17 et 19 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-17 | 70 | 63.00 | 61.56 | 456,89 | 0,41 | 61,97 | Surcharge |
| | 80 | | | 604,49 | 0,47 | 62,03 | |
| | 90 | | | 1 356,02 | 0,7 | 62,26 | |
| | 100 | | | 889,69 | 0,58 | 62,14 | |
| | 110 | | | 889,69 | 0,58 | 62,14 | |
| | 120 | | | 610,10 | 0,47 | 62,03 | |
| | 130 | | | 516,72 | 0,43 | 61,99 | |
| | 140 | | | 421,14 | 0,39 | 61,95 | |
| MH-19 | 90 | 61,58 | 59,97 | 2 013,24 | 0,77 | 60,74 | Surcharge |
| | 100 | | | 1 353,28 | 0,70 | 60,67 | |
| | 110 | | | 1 076,45 | 0,63 | 60,60 | |

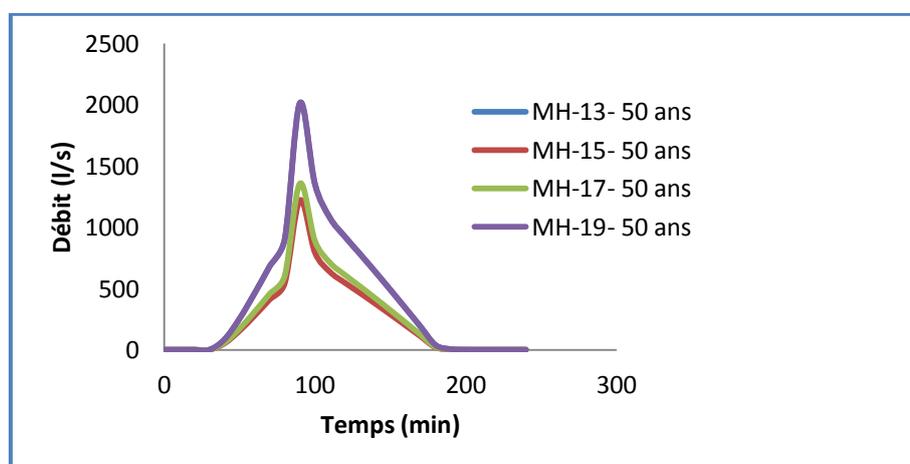


Fig. IV. 19. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 13, 15, 17 et 19 simulé Par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans

La figure (IV.19) illustre la variation des débits au niveau des regards MH13, 15, 17 et 19. Les résultats de simulation (Tableau IV.14, IV15 et fig. IV.20) montrent que les regards cités au dessus sont en surcharge avec une augmentation importante des débits, sauf le cas du regard MH15 qui est en état de débordement à l’instant 90 min, et cela était prévu lors de la simulation dans le cas de la période de retour de 20 ans.

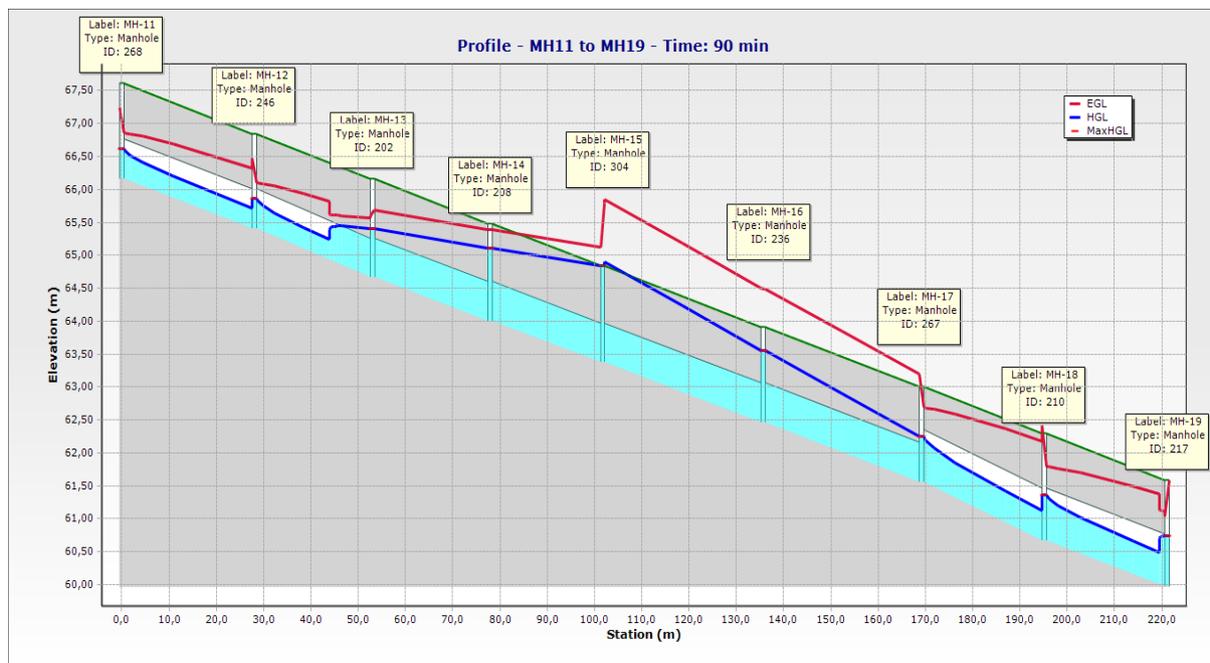


Fig. IV. 20. Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

• *Regard N°55*

Tableau IV. 16. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH55 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d’eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d’eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-55 | 80 | 71,07 | 69,67 | 222,47 | 0,32 | 69,99 | Surcharge |
| | 90 | | | 516,30 | 0,47 | 70,14 | |
| | 100 | | | 299,31 | 0,38 | 70,05 | |
| | 110 | | | 247,41 | 0,34 | 70,01 | |
| | 120 | | | 214,43 | 0,32 | 69,99 | |

• *Regards N°85 et 88*

Tableau IV. 17. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud simulé MH85 et 88 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-85 | 80 | 74,36 | 72,93 | 191,53 | 0,32 | 73,25 | Surcharge |
| | 90 | | | 427,46 | 0,39 | 73,32 | |
| | 100 | | | 284,81 | 0,37 | 73,30 | |
| | 110 | | | 227,55 | 0,34 | 73,27 | |
| | 120 | | | 194,86 | 0,32 | 73,25 | |
| MH-88 | 90 | 71,22 | 69,77 | 641,09 | 0,52 | 70,29 | Surcharge |
| | 100 | | | 414,93 | 0,42 | 70,19 | |

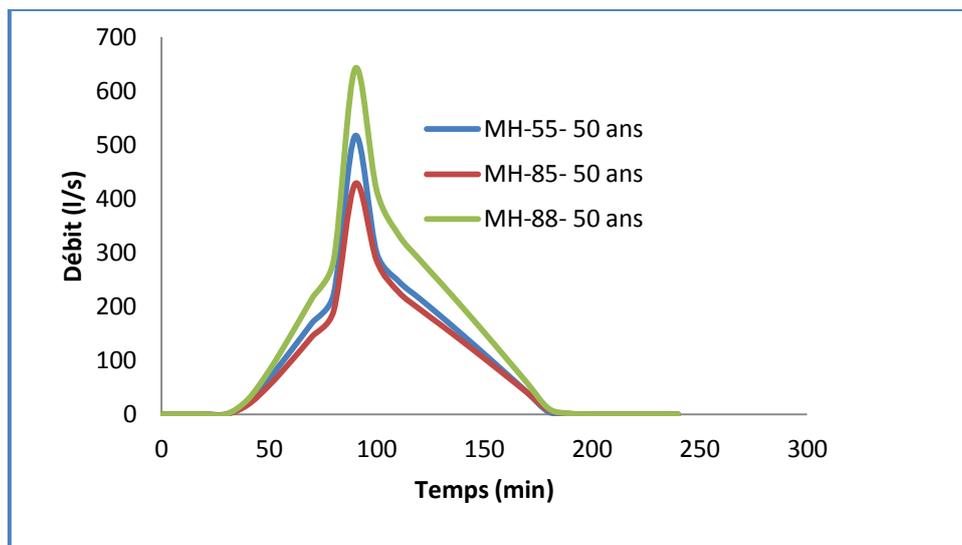


Fig. IV. 21. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55, 85 et 88 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans

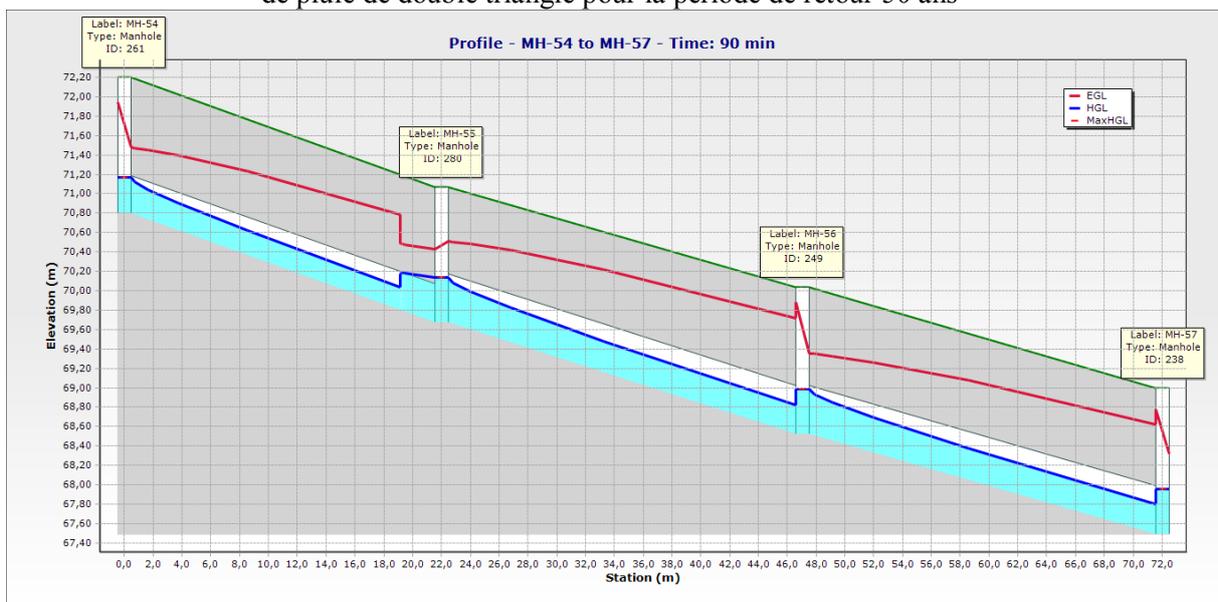


Fig. IV. 22. Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

Concernant les résultats de simulation pour la période de retour de 50 ans, on remarque que les regards MH55, 85 et 88 restent toujours en surcharge avec une augmentation des débits par rapport aux deux cas précédent (Tableau IV.16, IV.17), duquel la figure (IV.21) indique les variations des débits pour chaque regard cité au dessus, avec une variation de la hauteur d'eau (Fig.IV.22 et IV.23). Les regards MH-2, MH-7, MH-14, MH-36, MH-30, MH-3, MH-33, MH-16, MH-34, MH-9, MH-35, MH-51, MH-22, MH-80, MH-60 et MH-8 sont en surcharge à l'instant 90 min. Donc, on remarque que trois(03) nouveaux regards sont en surcharge par rapport au cas de période de retour de 20 ans et six (06) regards par rapport au cas de la période de retour de 10 ans.

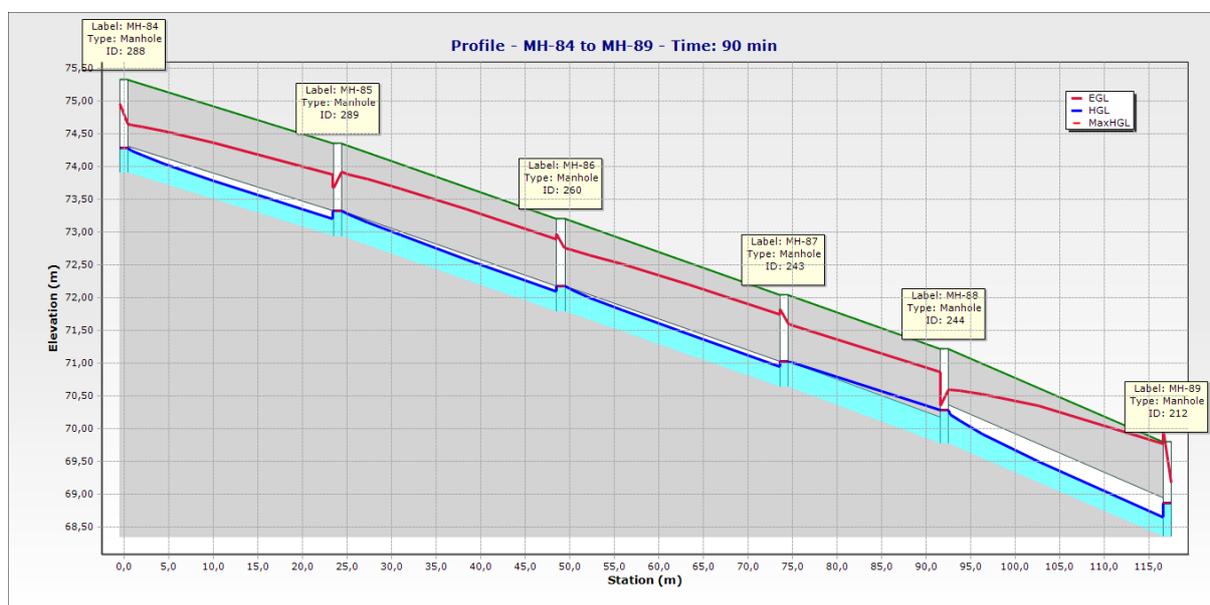


Fig. IV. 23. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

- Exutoire

Tableau IV. 18. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) |
|----------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|
| O-2 (Exutoire) | 90 | 58.32 | 56.50 | 1967.48 | 0.54 | 57.04 |
| | 100 | | | 1379.71 | 0.43 | 56.93 |
| | 110 | | | 1088.25 | 0.37 | 56.87 |

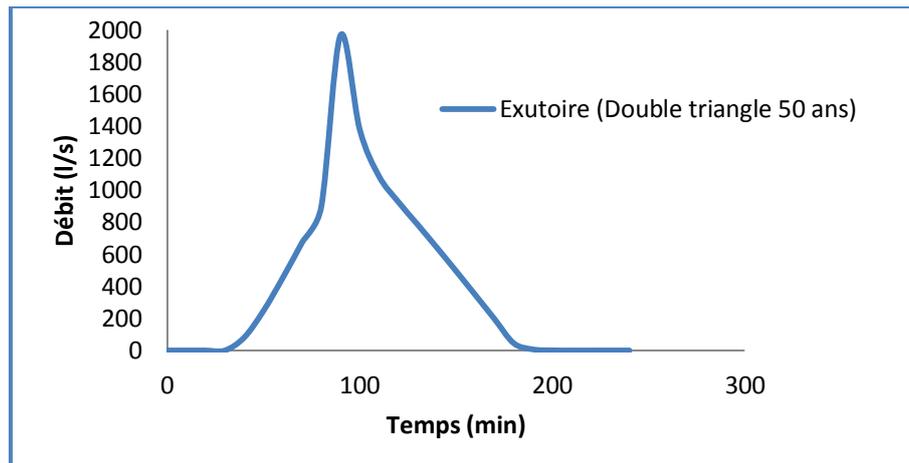


Fig. IV. 24. Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans

La variation des débits à l'exutoire varie entre 1967.48 l/s à l'instant 90 min à 1088.25 l/s à l'instant 110 min, correspond à une baisse de la hauteur d'eau de 0.54 m à l'instant 90 min à 0.37 m à l'instant 110 min, ce qui montre une baisse de 44.69 % du débit à l'instant 110 min (Tableau IV.18 et figure IV.24).

IV. 3. Simulation par le modèle de pluie composite

IV. 3. 1. Composite T= 10 ans

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de composite pour la période de retour de 10 ans indiquent que 07 regards sur 110 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 6.36 % du nombre des regards du réseau. Donc, pas de risque de débordement.

- *Regards N°04, 13, 15, 17 et 19*

Tableau IV. 19. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH04, 13, 15, 17 et 19 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-04 | 90 | 73,19 | 71,77 | 222,42 | 0,34 | 72,11 | Surcharge |
| MH-13 | 90 | 66,16 | 64,66 | 341,18 | 0,38 | 65,04 | |
| MH-15 | 90 | 64,84 | 63,37 | 628,02 | 0,51 | 63,88 | |
| MH-19 | 90 | 61,58 | 59,97 | 1 032,94 | 0,62 | 60,59 | |
| MH-17 | 80 | 63,00 | 61,56 | 301,51 | 0,33 | 61,89 | |
| | 90 | | | 697,32 | 0,51 | 62,07 | |
| | 100 | | | 440,56 | 0,40 | 61,96 | |
| | 110 | | | 315,15 | 0,34 | 61,90 | |

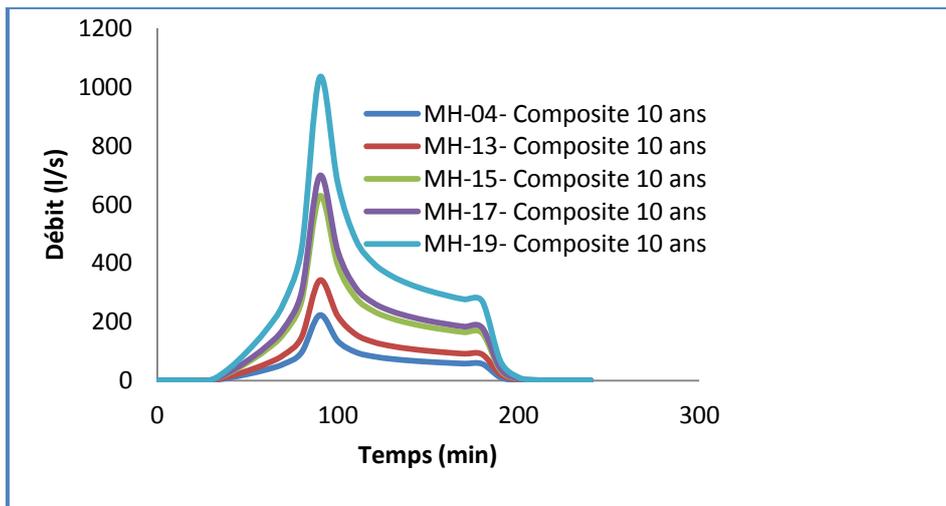


Fig. IV. 25. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 04, 13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 10 ans

Les figures (IV.25, IV.26 et IV.27) illustrent les résultats de simulation par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 10 ans. Les résultats montrent que les regards MH04, 13, 15 et t 19 sont en surcharge à l’instant 90 min et le nœud MH17 est en surcharge depuis l’instant 80 à l’instant 110 min donc durant 30 min ce qui rend le risque d’inondation est probable.

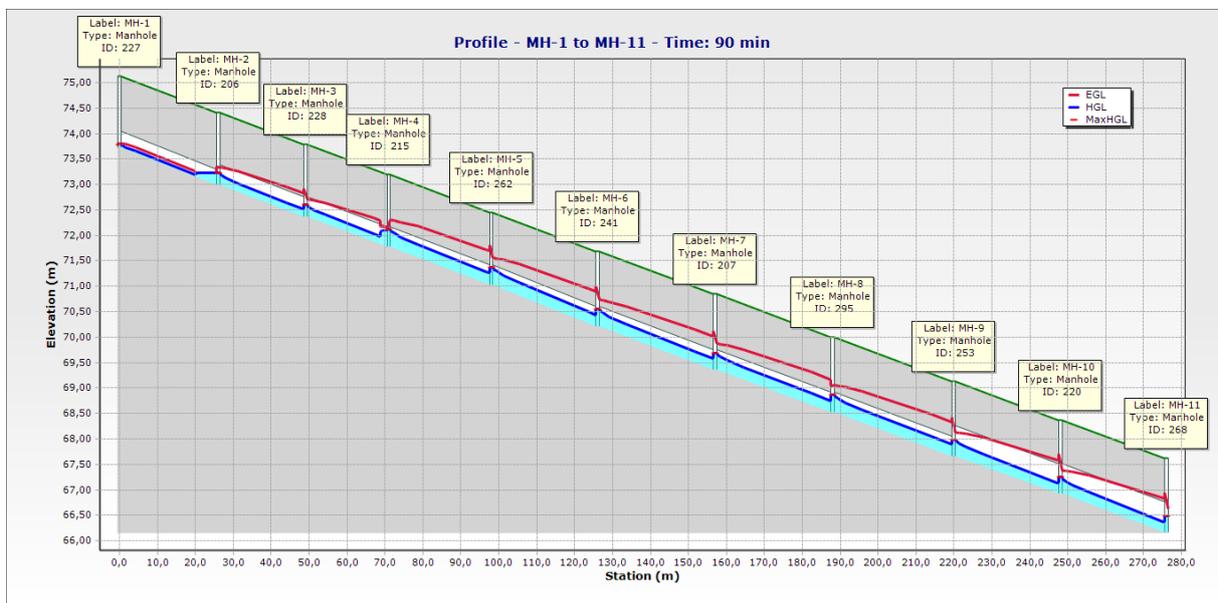


Fig. IV. 26. Profil en long du collecteur MH01 à MH11 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans

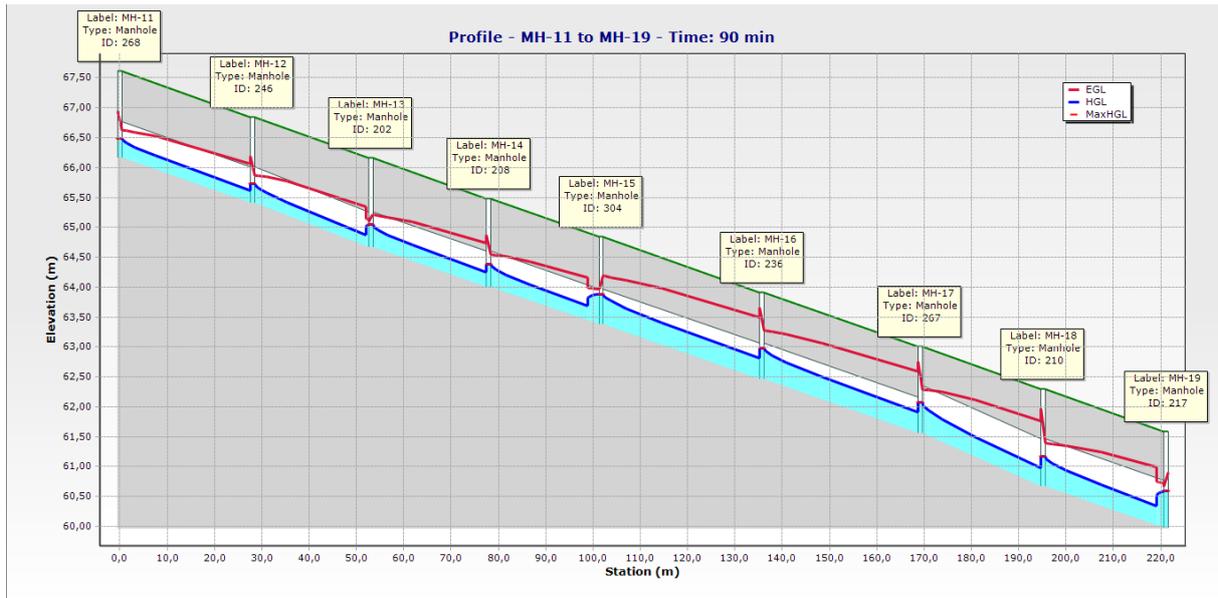


Fig. IV. 27. Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans

- *Regard N°55 et 85*

Tableau IV. 20. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 et 85 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-55 | 90 | 71,07 | 69,67 | 268,51 | 0,36 | 70,03 | Surcharge |
| MH-85 | 90 | 74,36 | 72,93 | 220,52 | 0,34 | 73,27 | |

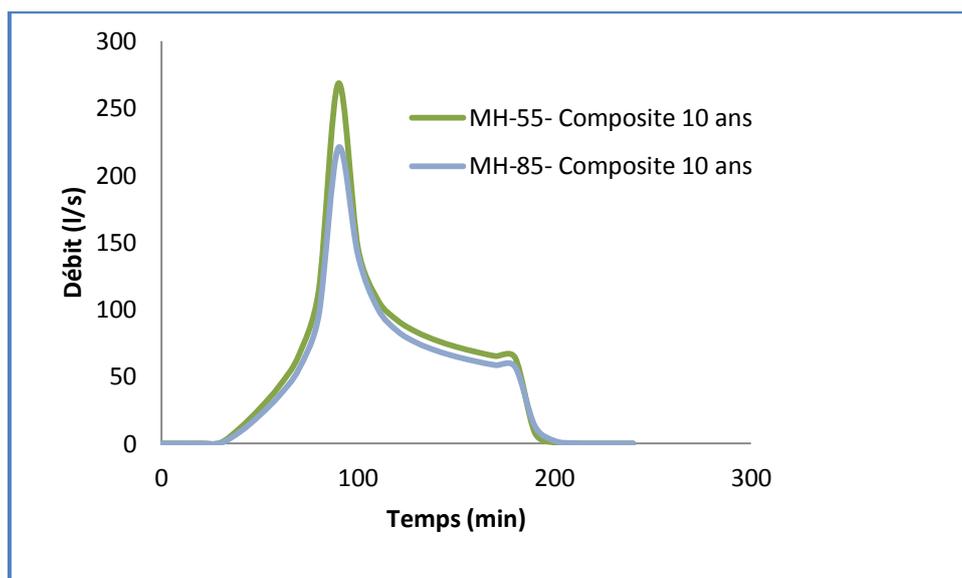


Fig IV. 28. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55 et 85 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 10 ans

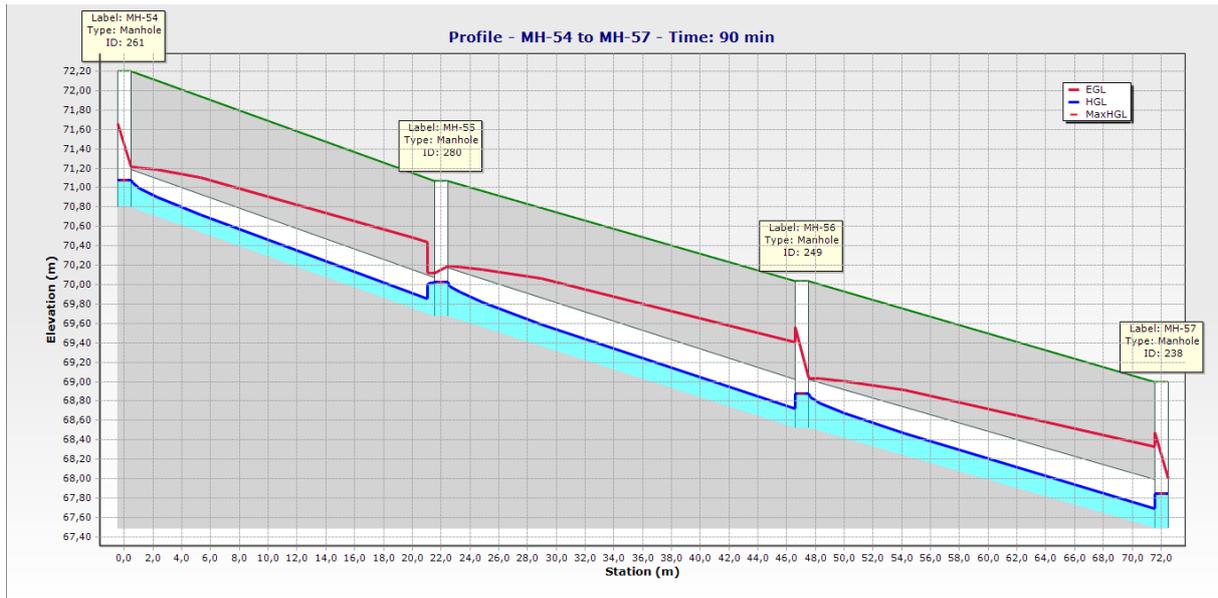


Fig IV. 29. Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans

Dans le cas des regards MH55 et 85, les figures (IV.28, IV.29 et IV.30) illustrent une surcharge du réseau à l’instant 90 min, mais pas de risque d’inondation avant ou après l’instant 90 min (Tableau IV.20).

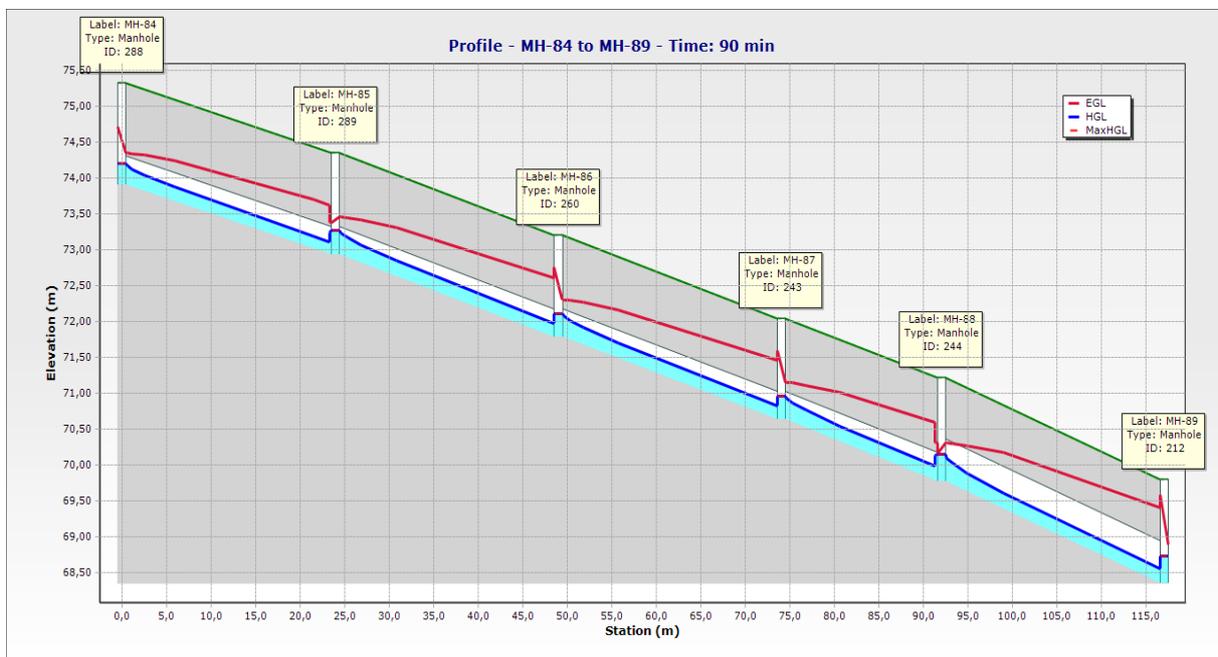


Fig. IV. 30. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 10 ans

- Exutoire

Tableau IV. 21. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 10 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) |
|----------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|
| O-2 (Exutoire) | 90 | 58.32 | 56.50 | 1004.31 | 0.36 | 56.86 |
| | 100 | | | 689.10 | 0.29 | 56.79 |
| | 110 | | | 489.25 | 0.24 | 56.74 |

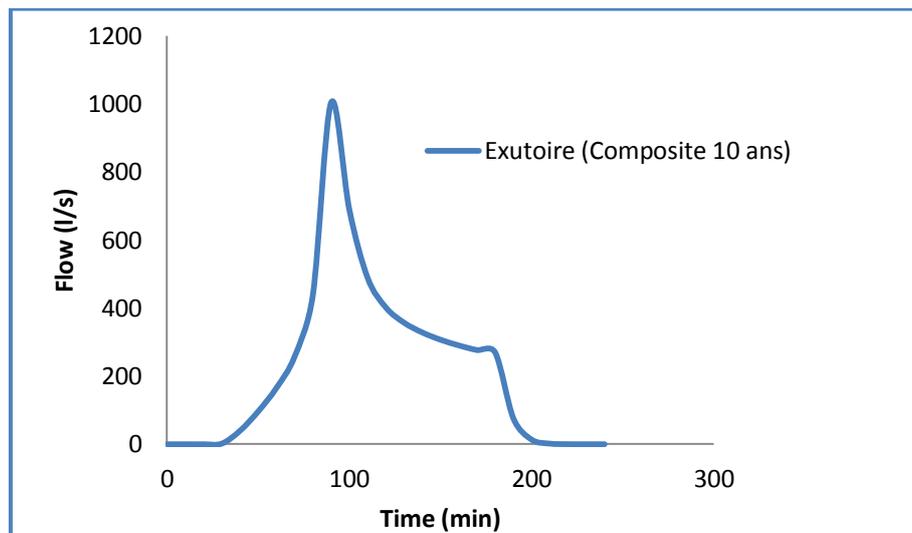


Fig. IV. 31. Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 10 ans

La variation des débits à l'exutoire varie entre 1004.31 l/s à l'instant 90 min à 489.25 l/s à l'instant 110 min, correspond à une baisse de la hauteur d'eau de 0.36 m à l'instant 90 min à 0.24 m à l'instant 110 min, ce qui montre une baisse de 51.28 % du débit à l'instant 110 min (Tableau IV.21 et figure IV.31).

IV. 3. 2. Composite T= 20 ans

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans indiquent que 07 regards sur 110 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 6.36 % du nombre des regards du réseau. Donc, un risque de débordement peut se générer.

- *Regards N°04, 13, 15, 17 et 19*

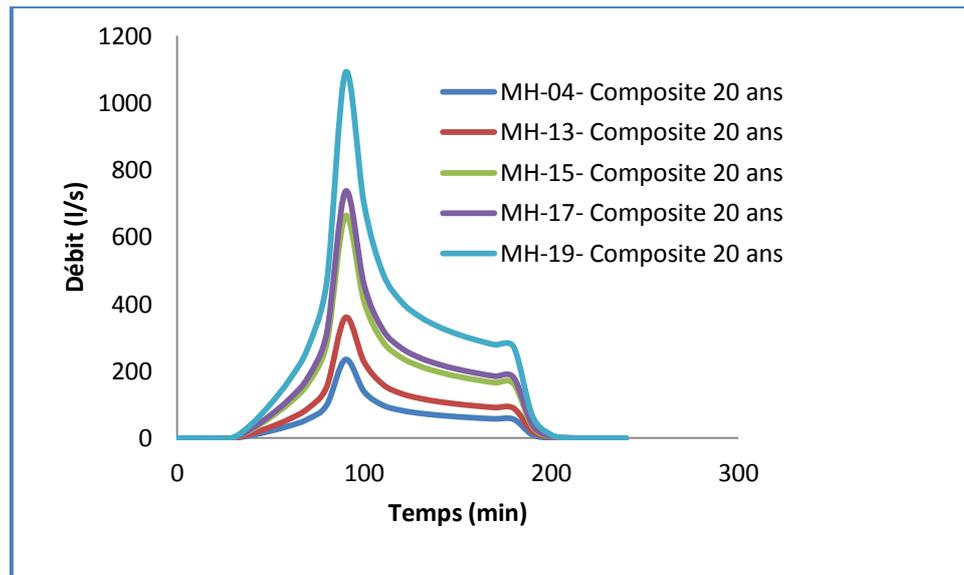


Fig. IV. 32. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 04, 13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 20 ans

Tableau IV. 22. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH04, 13, 15, 17 et 19 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-04 | 90 | 73,19 | 71,77 | 234,7 | 0,35 | 72,12 | Surcharge |
| MH-13 | 90 | 66,16 | 64,66 | 360,1 | 0,39 | 65,05 | |
| MH-15 | 90 | 64,84 | 63,37 | 662,98 | 0,52 | 63,89 | |
| MH-19 | 90 | 61,58 | 59,97 | 1 090,37 | 0,64 | 60,61 | |
| MH-17 | 80 | 63.00 | 61.56 | 312,61 | 0,33 | 61,89 | |
| | 90 | | | 736,14 | 0,52 | 62,08 | |
| | 100 | | | 457,34 | 0,41 | 61,97 | |
| | 110 | | | 323,56 | 0,34 | 61,90 | |

Les figures (IV.33 et IV.34) illustrent les résultats de simulation par le modèle de pluie composite. Les résultats montrent que les regards MH04, 13,15 et 19 sont en surcharge à l'instant 90 min avec un risque faible de débordement, mais le regard MH17 représente un risque de débordement plus duquel le regard MH17 reste en surcharge pendant 30 min de l'instant 80 min à l'instant 110 min (Tableau IV.22).

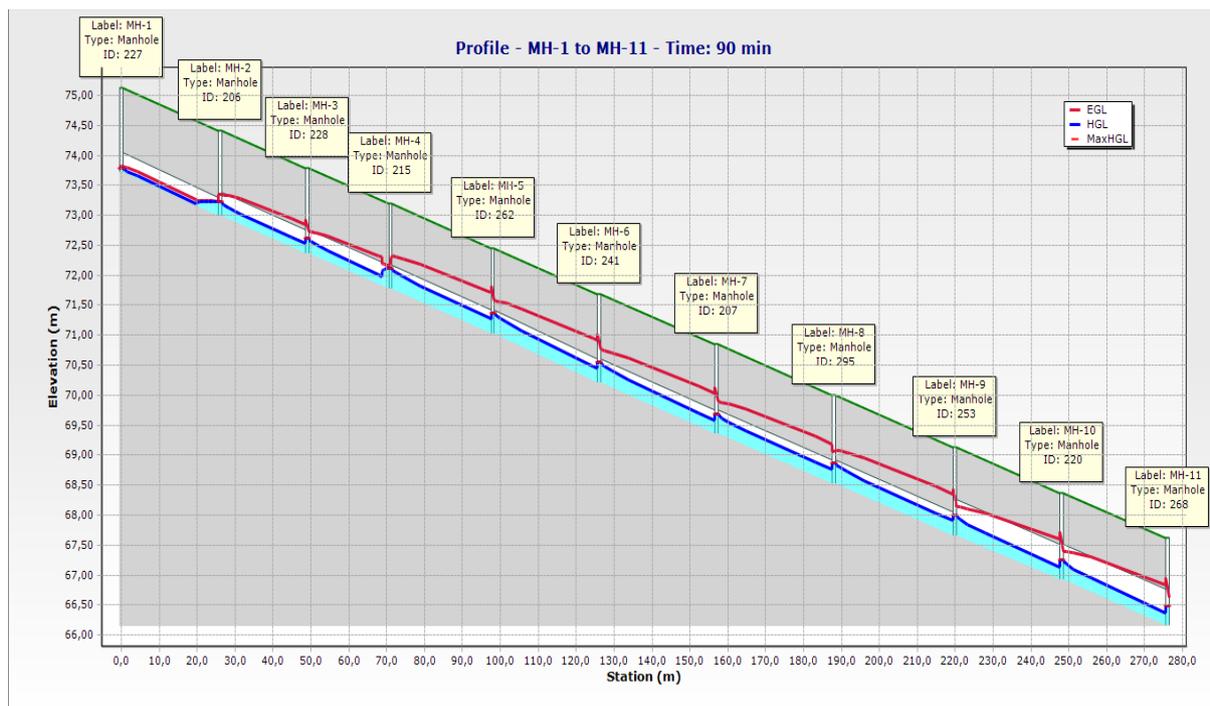


Fig. IV. 33. Profil en long du collecteur MH01 à MH11 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans

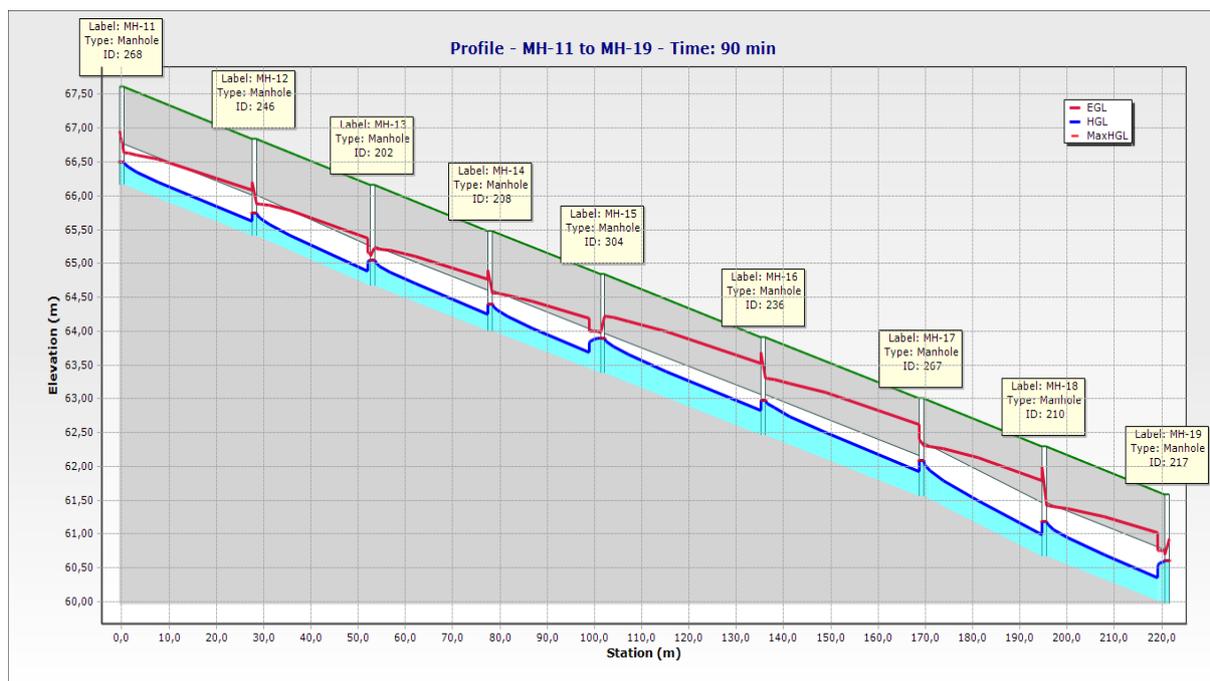


Fig. IV. 34. Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans

- **Regard N°55 et 85**

Tableau IV. 23. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH55 et 85 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-55 | 90 | 71,07 | 69,67 | 283,49 | 0,37 | 70,04 | Surcharge |
| MH-85 | 90 | 74,36 | 72,93 | 232,65 | 0,34 | 73,27 | |

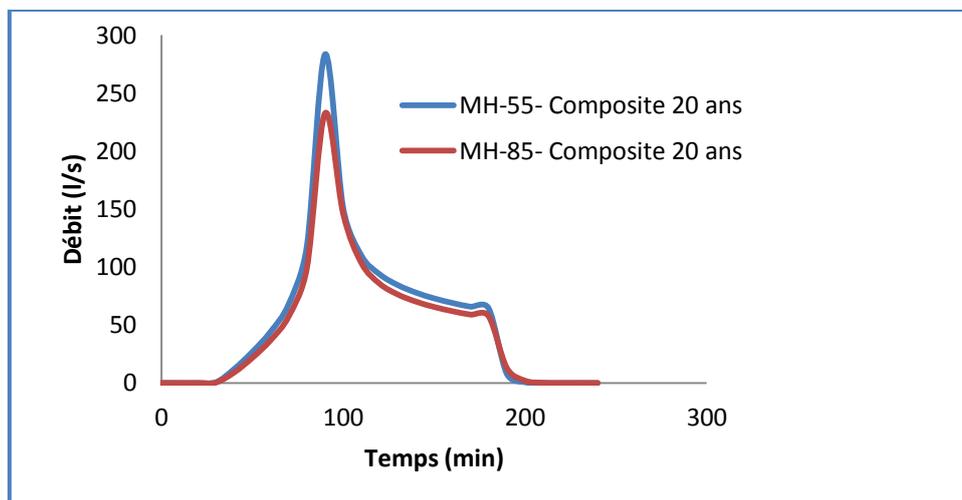


Fig. IV. 35. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH 55 et 85 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 20 ans

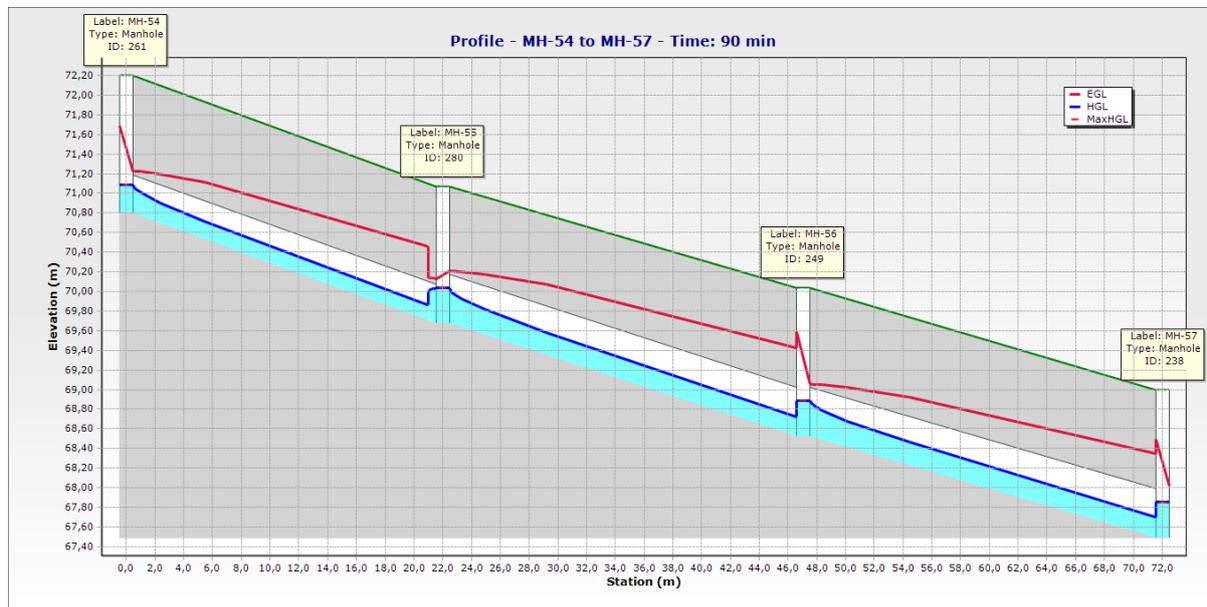


Fig. IV. 36. Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans

Les figures (IV.35, IV.36 et IV.37) illustrent les résultats de simulation par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans duquel les regards MH55 et 85 sont en état de

surcharge à l’instant 90 min (Tableau IV.23). Donc le risque de débordement est probablement faible.

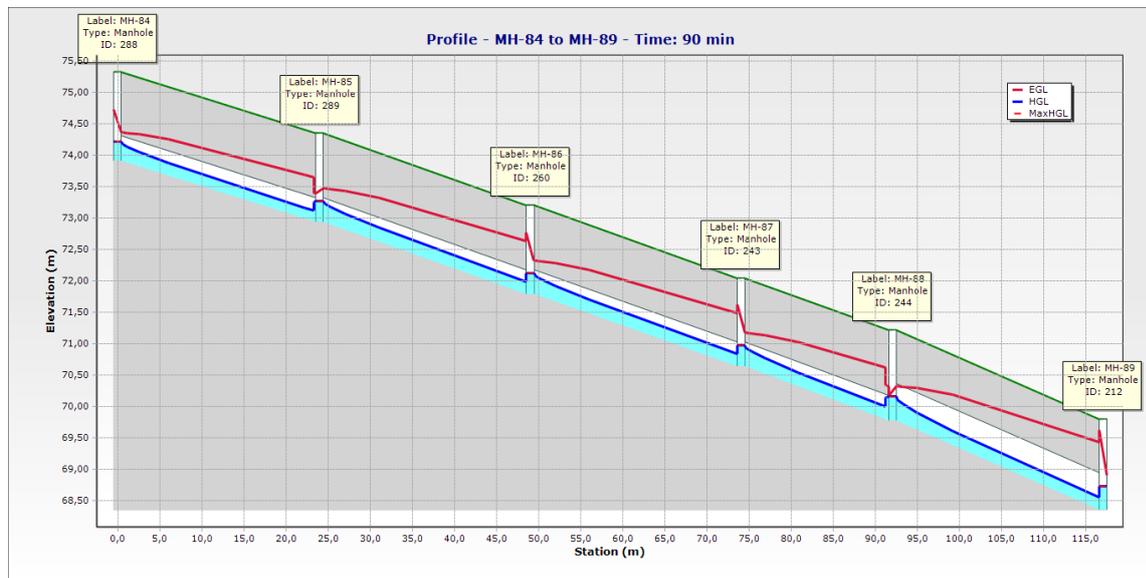


Fig. IV. 37. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 20 ans

- Exutoire

Tableau IV. 24. Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max à l’exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 20 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) |
|----------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|
| O-2 (Exutoire) | 90 | 58.32 | 56.50 | 1060.18 | 0.37 | 56.87 |
| | 100 | | | 716.29 | 0.29 | 56.79 |
| | 110 | | | 502.74 | 0.24 | 56.74 |

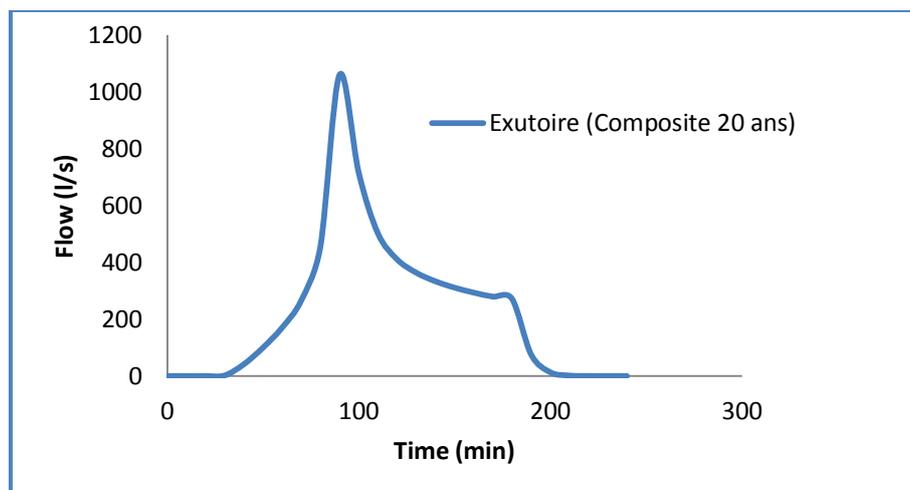


Fig. IV. 38. Hydrogramme de variation du débit à l’exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 20 ans

La variation des débits à l'exutoire varie entre 1060.18 l/s à l'instant 90 min à 502.74 l/s à l'instant 110 min, correspond à une baisse de la hauteur d'eau de 0.37 m à l'instant 90 min à 0.24 m à l'instant 110 min, ce qui montre une baisse de 52.58 % du débit à l'instant 110 min (Tableau IV.24 et figure IV.38).

IV. 3. 3. Composite T= 50 ans

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 50 ans indiquent que 07 regards sur 110 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 6.36 % du nombre des regards du réseau. Donc, un risque de débordement peut se générer.

- *Regards N°04, 13, 15, 17 et 19*

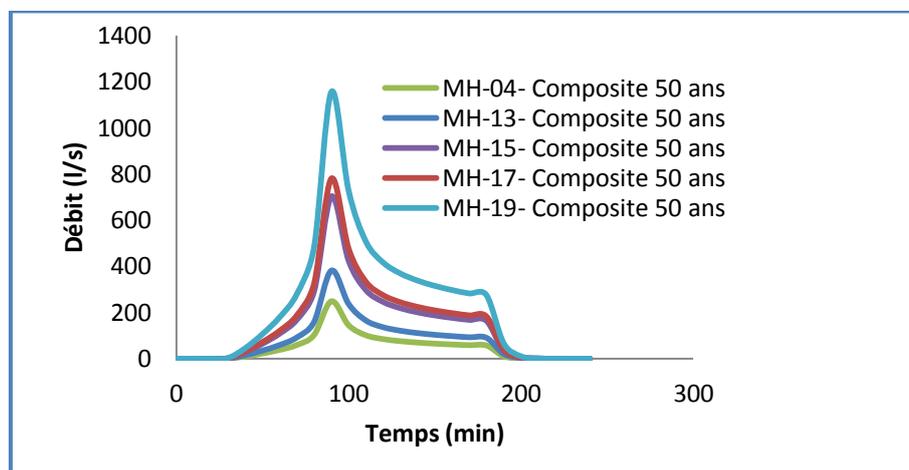


Fig. IV. 39. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH04, 13, 15, 17 et 19 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 50 ans

Tableau IV. 25. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud simulé MH04, 13, 15, 17, 19, 55 et 85 par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) | Etat |
|--------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|-----------|
| MH-13 | 90 | 66,16 | 64,66 | 381,55 | 0,40 | 65,06 | Surcharge |
| | 100 | | | 236,93 | 0,32 | 64,98 | |
| MH-17 | 80 | 63.00 | 61.56 | 325,53 | 0,34 | 61,90 | |
| | 90 | | | 780,11 | 0,54 | 62,10 | |
| | 100 | | | 476,42 | 0,42 | 61,98 | |
| | 110 | | | 333,32 | 0,35 | 61,91 | |
| MH-04 | 90 | 73,19 | 71,77 | 248,59 | 0,35 | 72,12 | |
| MH-15 | | 64,84 | 63,37 | 702,56 | 0,53 | 63,90 | |
| MH-55 | | 71,07 | 69,67 | 300,40 | 0,38 | 70,05 | |

| | | | | | | | |
|-------|--|-------|-------|----------|------|-------|--|
| MH-85 | | 74,36 | 72,93 | 246,38 | 0,35 | 73,28 | |
| MH-19 | | 61,58 | 59,97 | 1 155,45 | 0,65 | 60,62 | |

Les résultats de simulation montrent que sept (07) regards sur 110 regards sont en surcharge. Les figures (IV.39, IV.40 et IV.41) illustrent les variations des débits dans les regards MH04, 13, 15, 17 et 19. Les regards MH04, MH15 et MH19 sont en surcharge à l’instant 90 min, par contre les regards MH13 et MH17 sont en surcharge à partir de l’instant 90 min jusqu’à l’instant 100 min et de l’instant 80 min jusqu’à l’instant 110 respectivement.

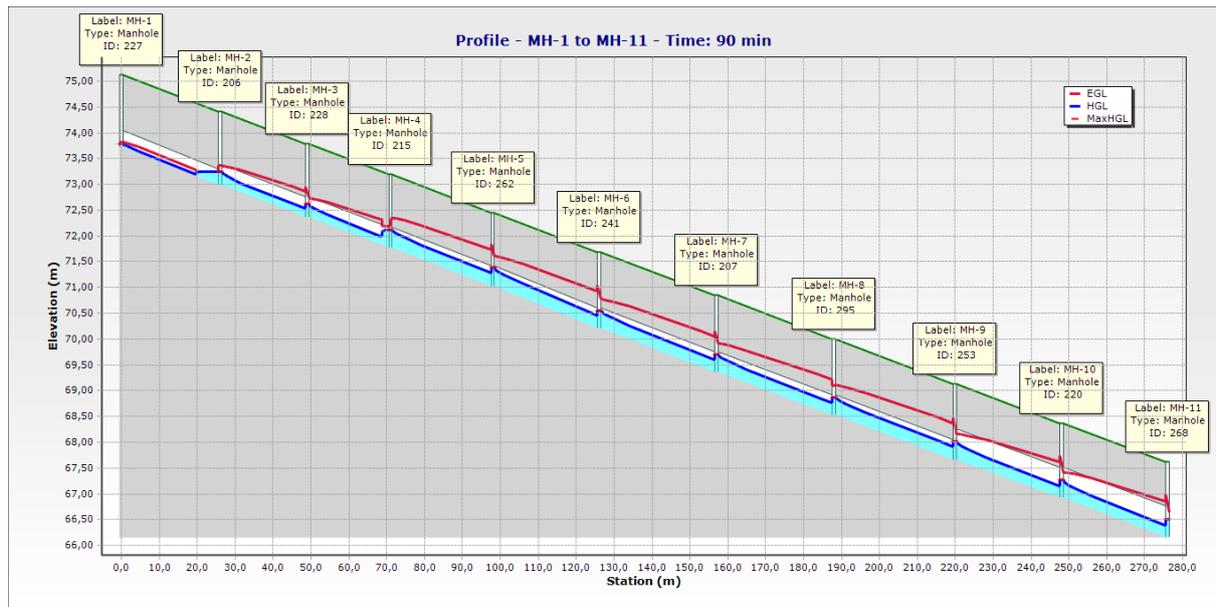


Fig. IV. 40. Profil en long du collecteur MH01 à MH11 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans

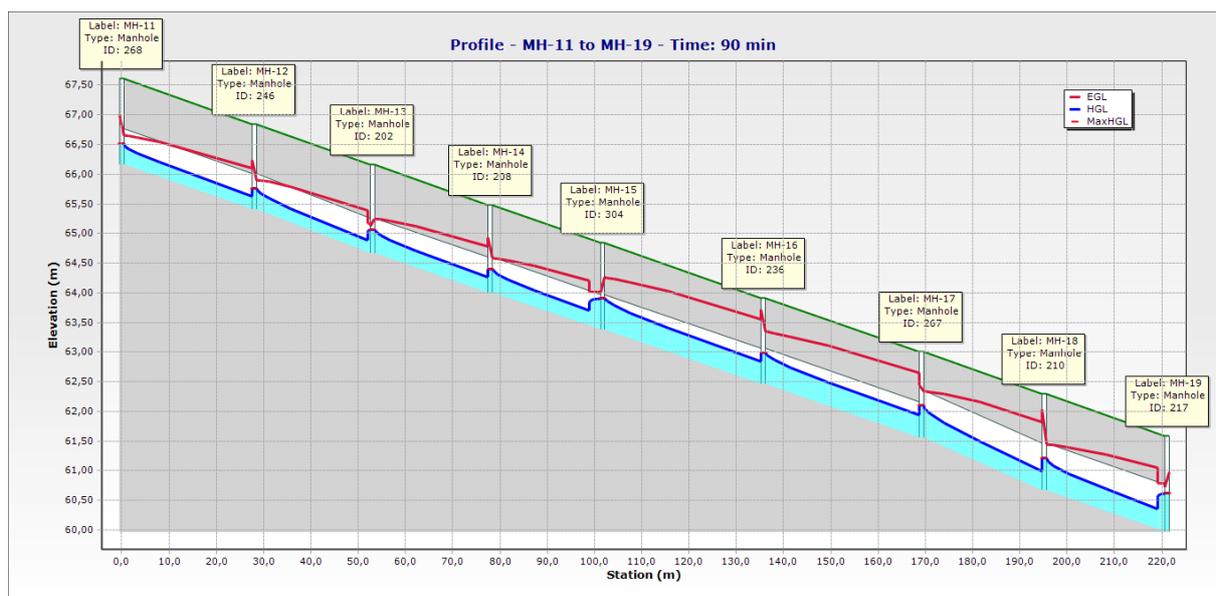


Fig. IV. 41. Profil en long du collecteur MH11 à MH19 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans

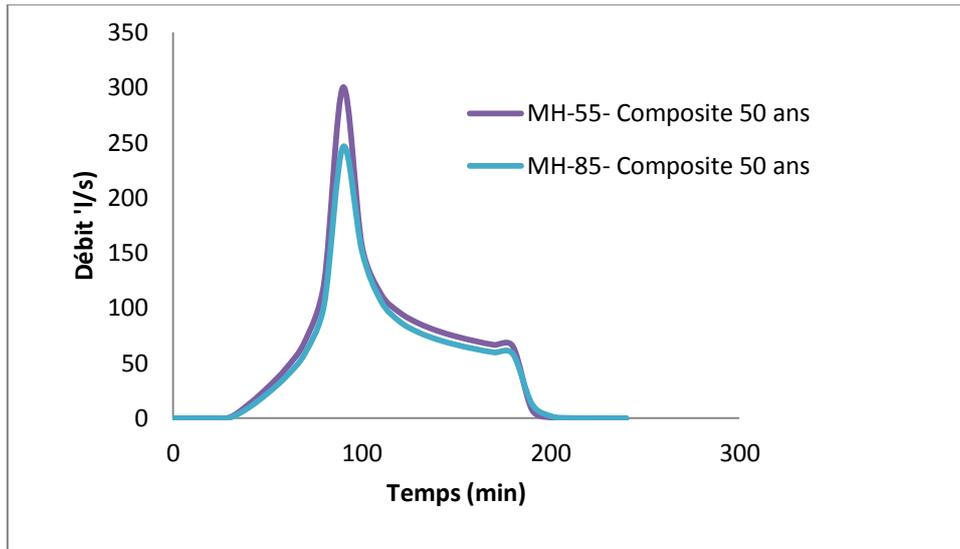


Fig. IV. 42. Hydrogramme de variation du débit dans le nœud MH55 et 85 simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 50 ans

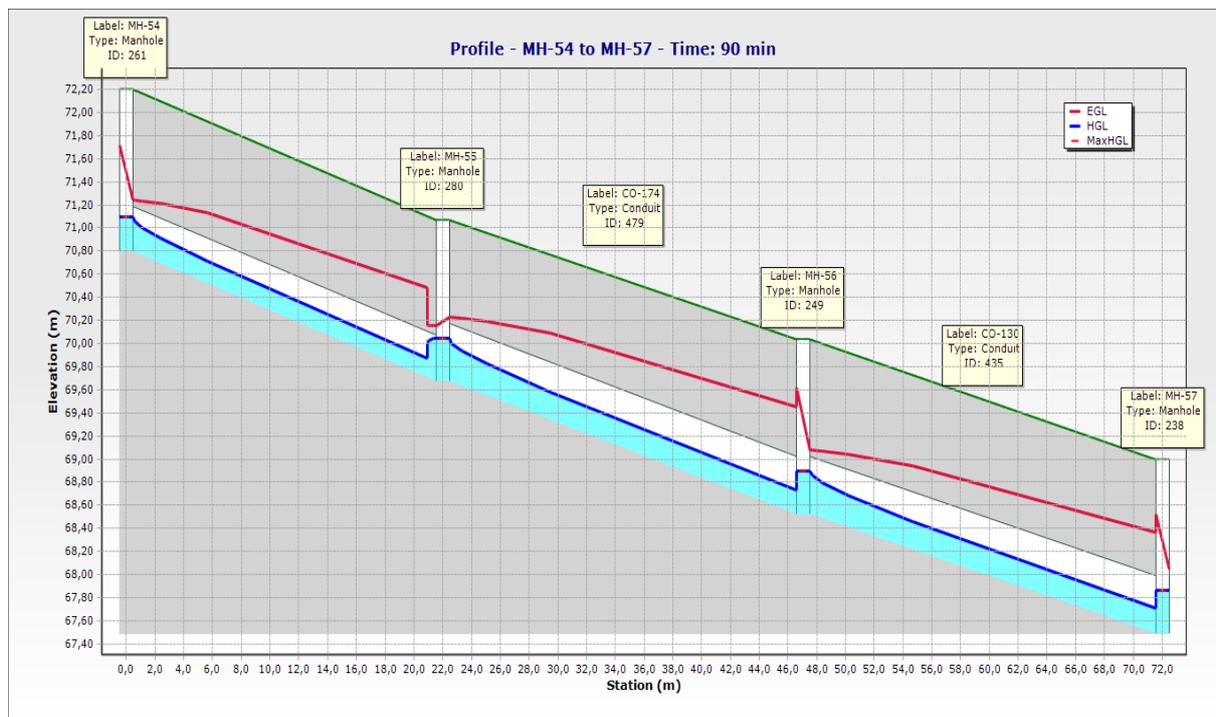


Fig. IV. 43. Profil en long du collecteur MH54 à MH57 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans

Les figures (IV.42, IV.43 et IV.44) illustrent les variations des débits au niveau des regards MH55 et MH85. Les résultats montrent que les deux regards sont en surcharge à l’instant 90 min.

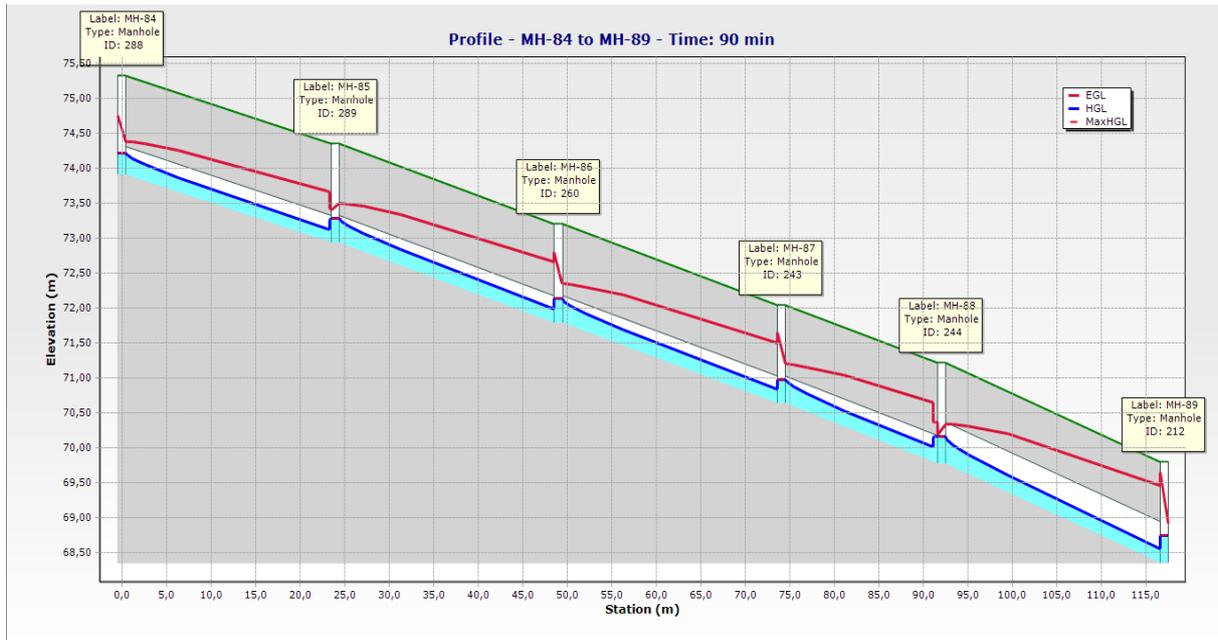


Fig. IV. 44. Profil en long du collecteur MH84 à MH89 simulé par le modèle de la pluie composite pour la période de retour de 50 ans

• Exutoire

Tableau IV. 26. Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour de 50 ans

| N° de Regard | Temps (min) | CTN (m) | Cote fil d'eau (m) | Débit Total (L/s) | Hauteur d'eau (m) | Niveau de la ligne piézométrique (m) |
|----------------|-------------|---------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------|
| O-2 (Exutoire) | 90 | 58.32 | 56.50 | 1123.55 | 0.38 | 56.88 |
| | 100 | | | 747.15 | 0.30 | 56.80 |
| | 110 | | | 518.33 | 0.24 | 56.74 |

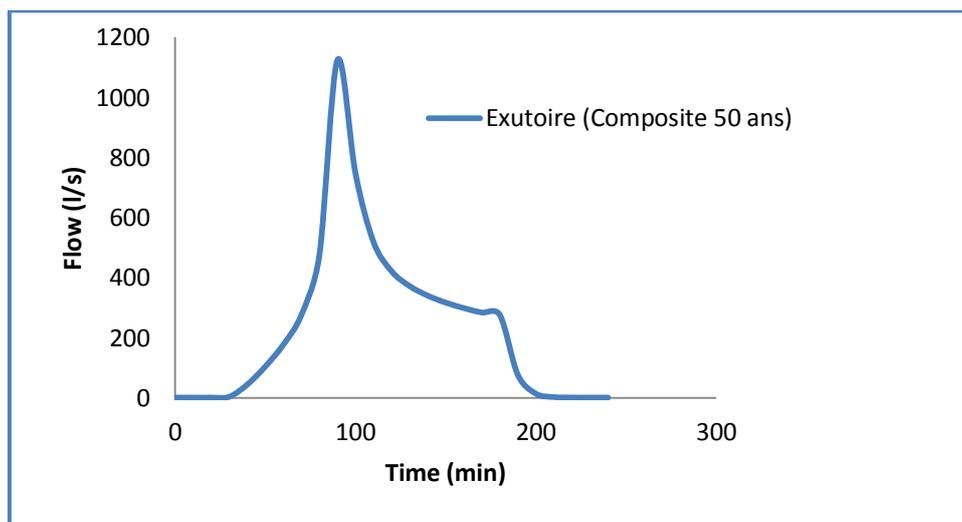


Fig. IV.45. Hydrogramme de variation du débit à l'exutoire simulé par le modèle de pluie composite pour la période de retour 50 ans

La variation des débits à l'exutoire varie entre 1123.55 l/s à l'instant 90 min à 518.33 l/s à l'instant 110 min, correspond à une baisse de la hauteur d'eau de 0.38 m à l'instant 90 min à 0.24 m à l'instant 110 min, ce qui montre une baisse de 53.87 % du débit à l'instant 110 min (Tableau IV.26 et figure IV.45).

IV. 4 Comparaison des résultats de simulation double triangle et composite

IV.4.1 Période de retour 10 ans

Les figures (IV.46, IV.47, IV.48, IV.49, IV.50, IV.51 et IV.52) illustrent la comparaison entre les résultats de simulation entre le modèle de pluie de double triangle et le modèle de pluie composite. Les résultats montrent un écart important entre les débits simulé par le modèle de pluie de double triangle et le débit simulé par le modèle de pluie composite, cet écart compris entre 39 et 40 % (tableau IV.27), par contre l'écart entre les hauteurs maximales varie entre 12 à 65 % (Tableau IV.27). On remarque que le modèle de pluie double triangle surestime le débit par rapport au modèle de pluie composite.

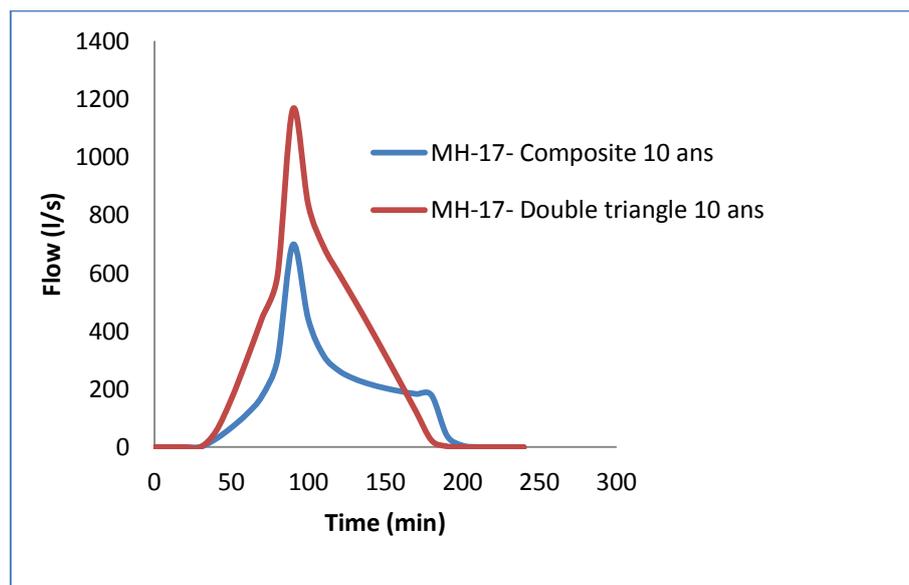


Fig. IV. 46. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH17 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

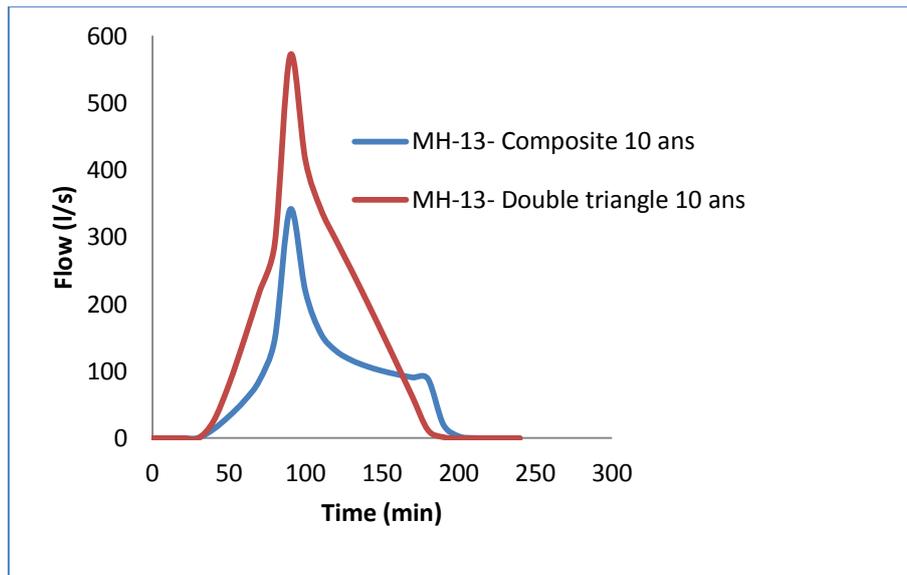


Fig. IV. 47. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH13 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

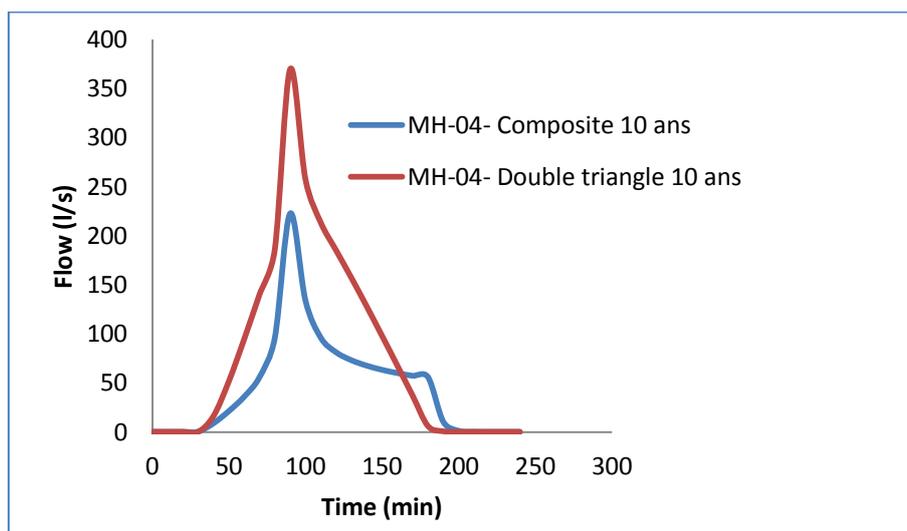


Fig. IV. 48. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH04 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

Tableau IV. 27. Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max au niveau des regards du réseau pour la période de retour de 10 ans

| N° de regard | Double triangle | | Composite | | Différence (1)-(3) | | Différence (2)-(4) | |
|--------------|---------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|--------------------|-------|--------------------|-------|
| | Débit max (L/s) (1) | Hauteur d'eau max (m) (2) | Débit max (L/s) (3) | Hauteur d'eau max (m) (4) | l/s | % | m | % |
| MH-17 | 1 164,32 | 0,65 | 697,32 | 0,51 | 467,00 | 40,11 | 0,14 | 21,54 |
| MH-13 | 570,87 | 0,49 | 341,18 | 0,38 | 229,69 | 40,24 | 0,11 | 22,45 |
| MH-04 | 369,27 | 0,98 | 222,42 | 0,34 | 146,85 | 39,77 | 0,64 | 65,31 |
| MH-15 | 1 047,51 | 0,79 | 628,02 | 0,51 | 419,49 | 40,05 | 0,28 | 35,44 |
| MH-55 | 440,97 | 0,44 | 268,51 | 0,36 | 172,46 | 39,11 | 0,08 | 18,18 |

| | | | | | | | | |
|-------|----------|------|----------|------|--------|-------|------|-------|
| MH-85 | 367,76 | 0,39 | 220,52 | 0,34 | 147,24 | 40,04 | 0,05 | 12,82 |
| MH-19 | 1 730,56 | 0,75 | 1 032,94 | 0,62 | 697,62 | 40,31 | 0,13 | 17,33 |

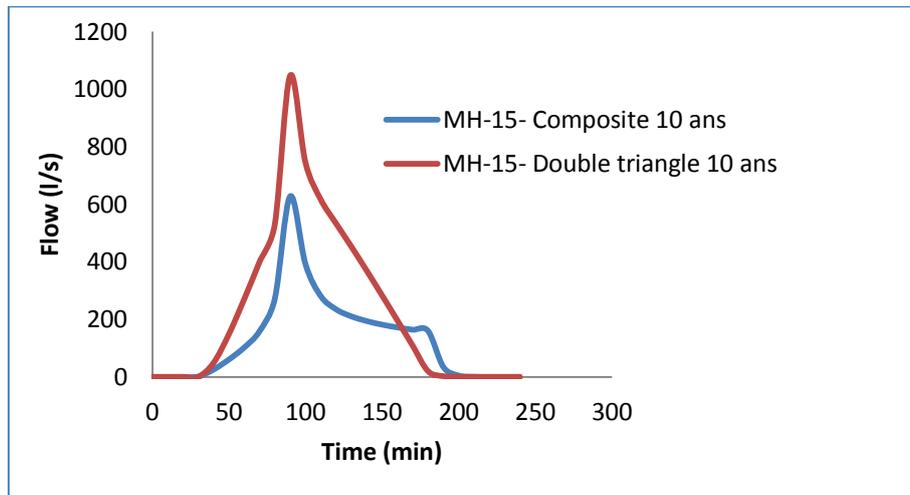


Fig. IV. 49. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH15 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

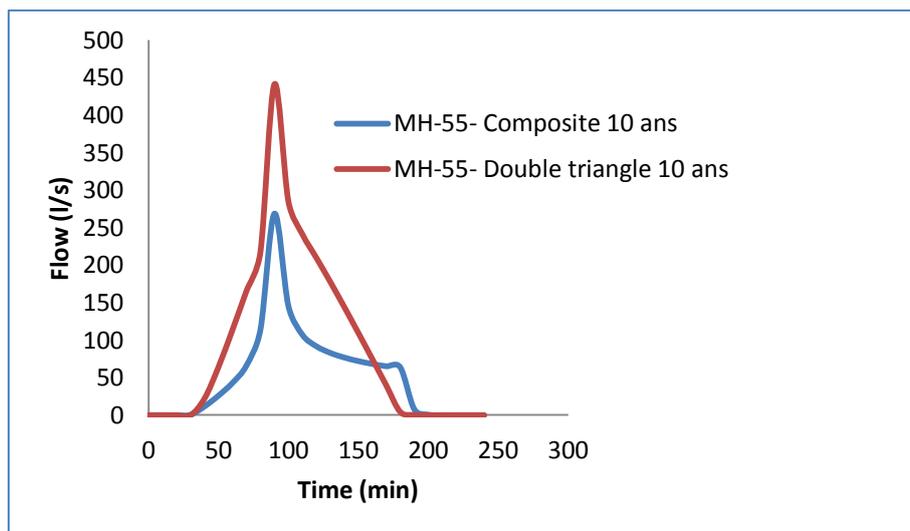


Fig. IV. 50. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH55 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

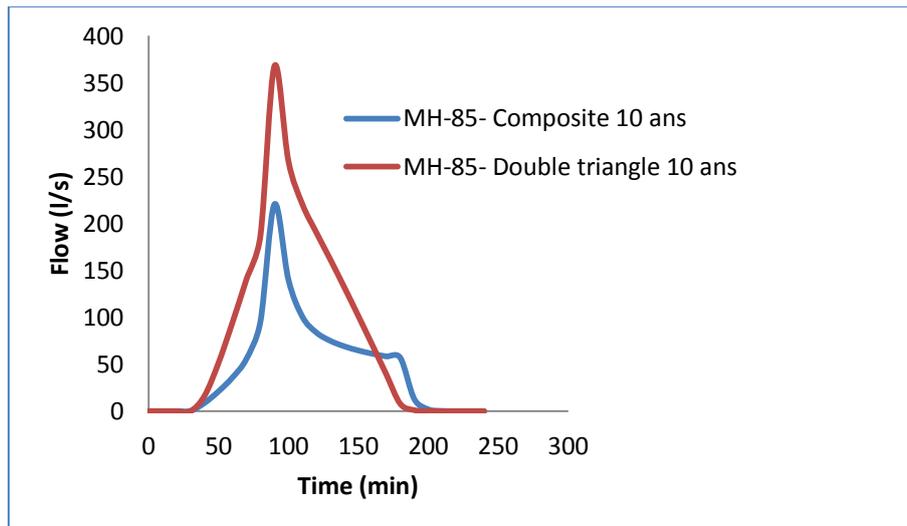


Fig. IV. 51. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH85 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

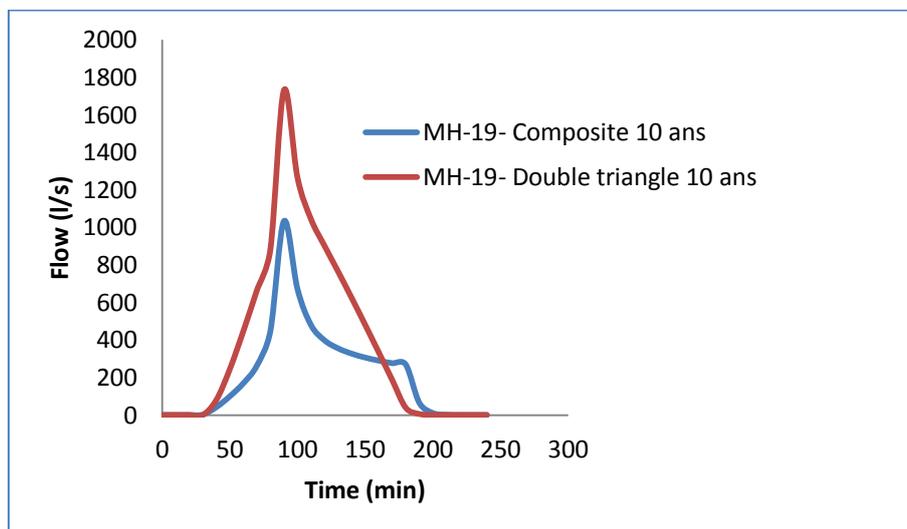


Fig. IV. 52. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH19 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

IV. 4. 2 Période de retour 20 ans

Les figures d'IV.53 à l'IV.59 illustrent la comparaison entre les résultats de simulation entre le modèle de pluie de double triangle et le modèle de pluie composite. Les résultats montrent un écart important entre les débits simulé par le modèle de pluie de double triangle et le débit simulé par le modèle de pluie composite, cet écart dépasse 41 % (tableau IV.28), par contre l'écart entre les hauteurs maximales varie entre 12 à 75 % (Tableau IV.28).

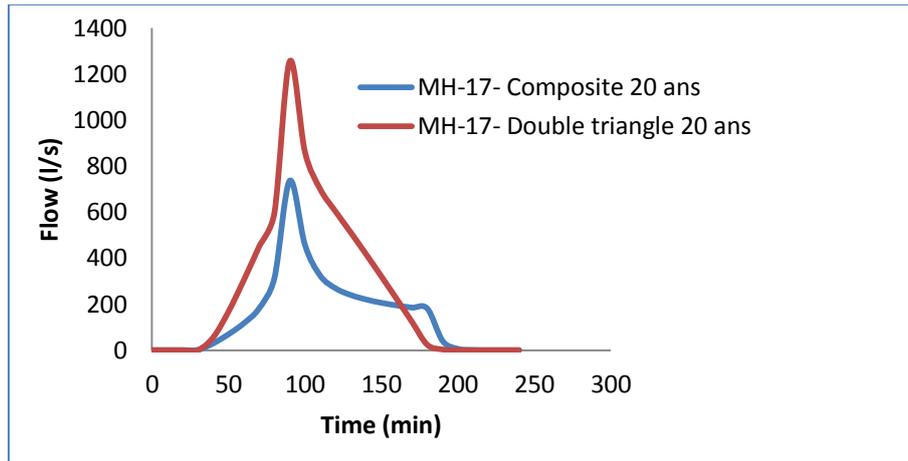


Fig. IV. 53. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH17 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

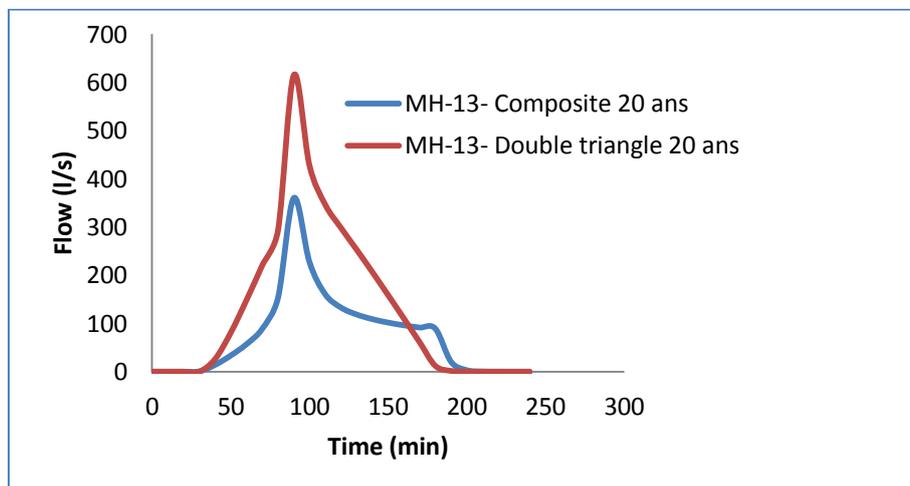


Fig. IV. 54. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH13 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

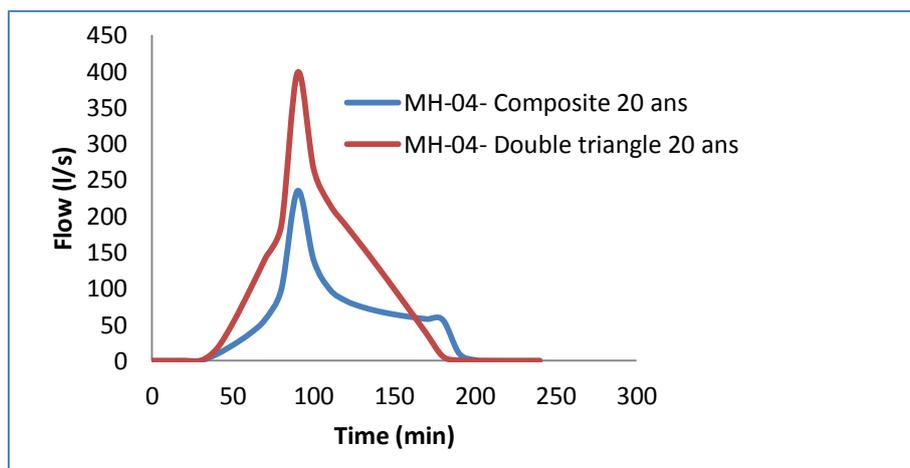


Fig. IV. 55. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH04 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

Tableau IV. 28. Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max au niveau des regards du réseau pour la période de retour de 20 ans

| Label | Double triangle | | Composite | | Différence (1)-(3) | | Différence (2)-(4) | |
|-------|---------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|--------------------|-------|--------------------|-------|
| | Débit max (L/s) (1) | Hauteur d'eau max (m) (2) | Débit max (L/s) (3) | Hauteur d'eau max (m) (4) | l/s | % | m | % |
| MH-17 | 1255,17 | 0,68 | 736,14 | 0,52 | 519,03 | 41,35 | 0,16 | 23,53 |
| MH-13 | 615,03 | 0,51 | 360,1 | 0,39 | 254,93 | 41,45 | 0,12 | 23,53 |
| MH-04 | 398,16 | 1,42 | 234,7 | 0,35 | 163,46 | 41,05 | 1,07 | 75,35 |
| MH-15 | 1 129,47 | 1,13 | 662,98 | 0,52 | 466,49 | 41,30 | 0,61 | 53,98 |
| MH-55 | 476,71 | 0,46 | 283,49 | 0,37 | 193,22 | 40,53 | 0,09 | 19,57 |
| MH-85 | 396,04 | 0,39 | 232,65 | 0,34 | 163,39 | 41,26 | 0,05 | 12,82 |
| MH-19 | 1 864,45 | 0,76 | 1 090,37 | 0,64 | 774,08 | 41,52 | 0,12 | 15,79 |

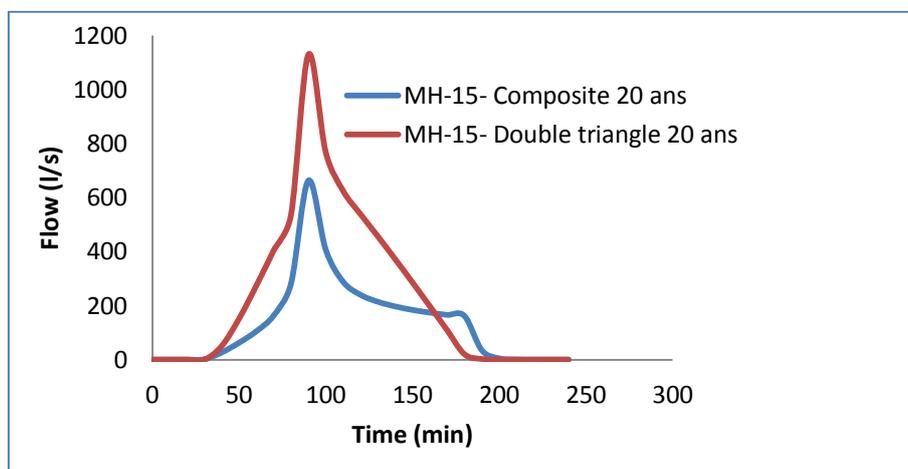


Fig. IV. 56. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH15 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

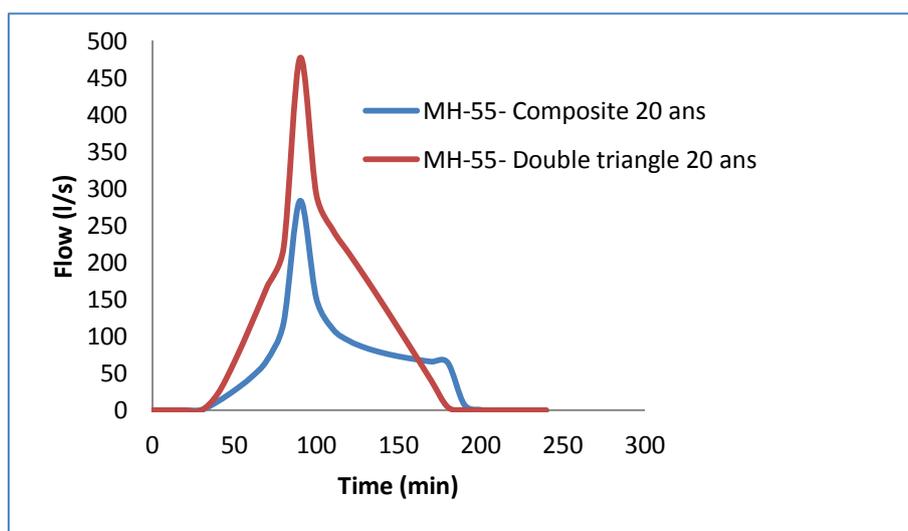


Fig. IV. 57. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH55 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

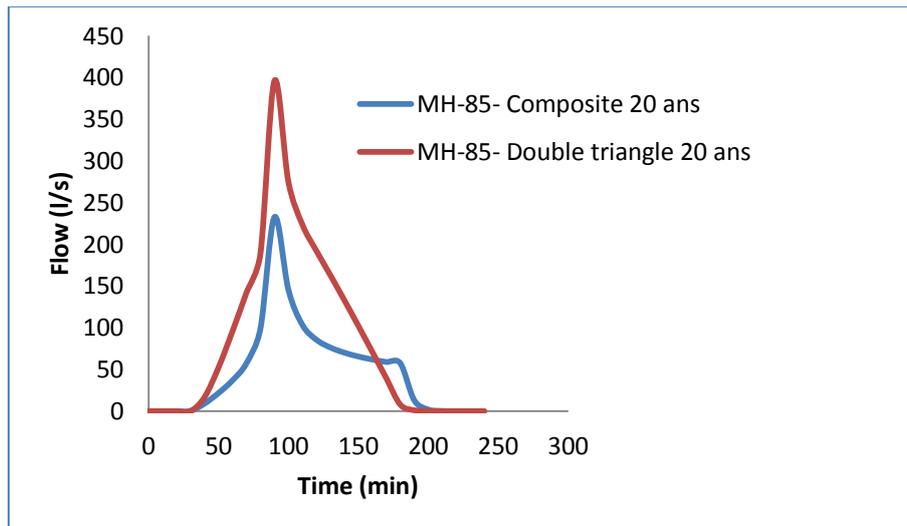


Fig. IV. 58. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH85 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

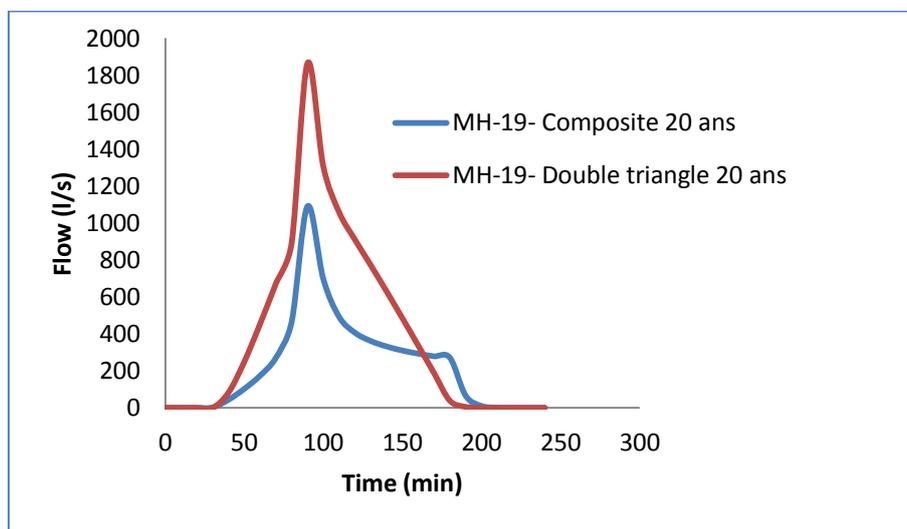


Fig. IV. 59. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH19 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

IV. 4. 3 Période de retour 50 ans

Les figures d'IV.60 à l'IV.66 illustrent la comparaison entre les résultats de simulation entre le modèle de pluie de double triangle et le modèle de pluie composite. Les résultats montrent un écart important entre les débits simulé par le modèle de pluie de double triangle et le débit simulé par le modèle de pluie composite, cet écart dépasse 42 % (tableau IV.28), par contre l'écart entre les hauteurs maximales varie entre 10 à 75 % (Tableau IV.28). Toujours le modèle de pluie de double triangle surestime le débit par rapport au modèle de pluie composite.

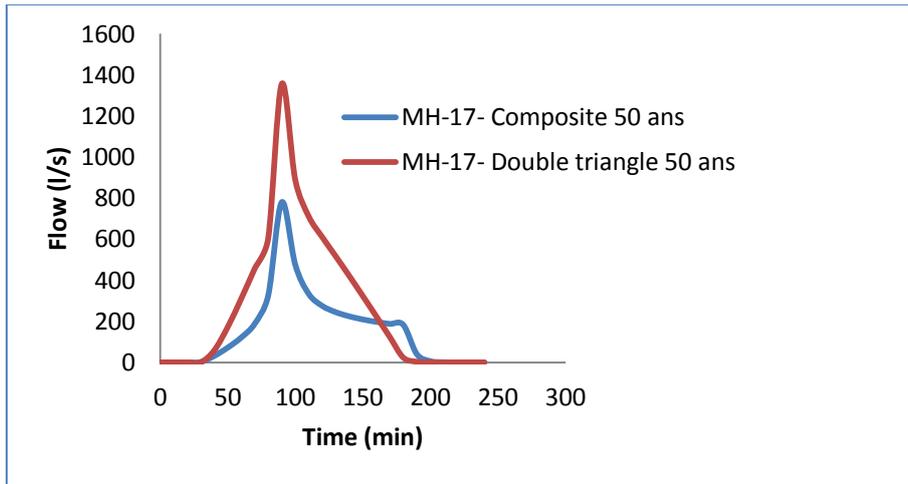


Fig. IV. 60. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH17 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

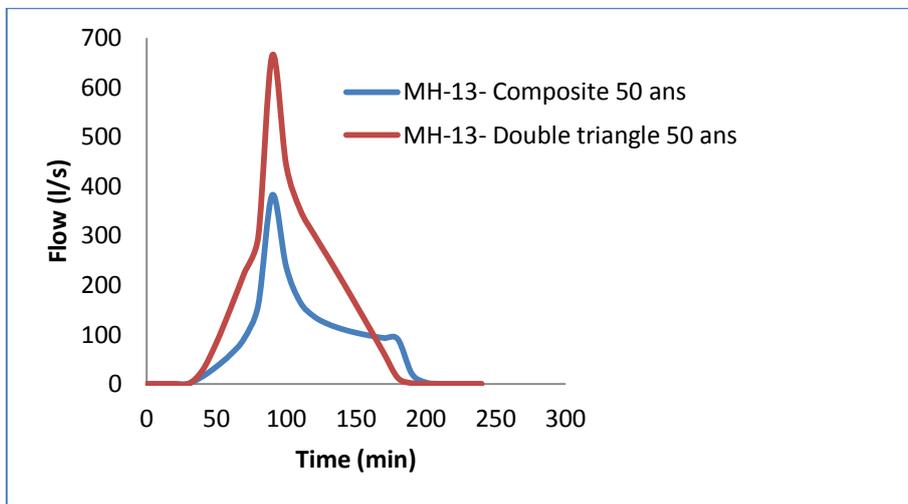


Fig. IV. 61. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH13 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

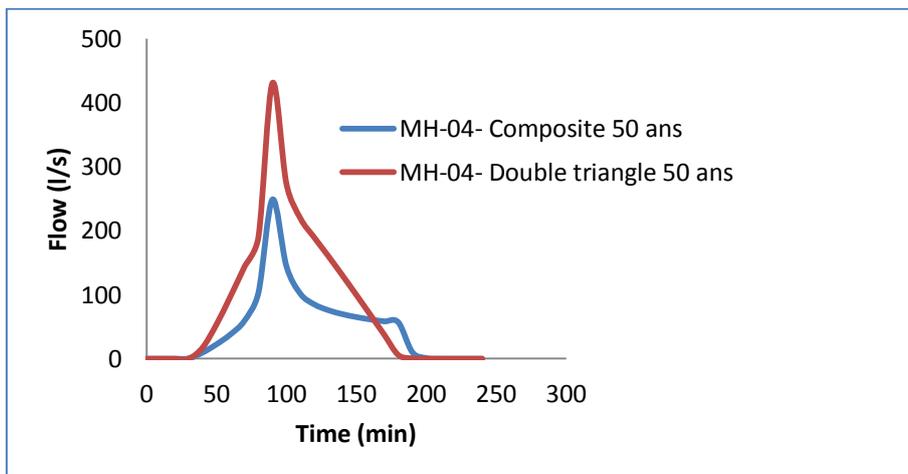


Fig. IV. 62. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH04 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

Tableau IV. 29. Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max au niveau des regards du réseau pour la période de retour de 50 ans

| Label | Double triangle | | Composite | | Différence (1)-(3) | | Différence (2)-(4) | |
|-------|---------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|--------------------|-------|--------------------|-------|
| | Débit max (L/s) (1) | Hauteur d'eau max (m) (2) | Débit max (L/s) (3) | Hauteur d'eau max (m) (4) | l/s | % | m | % |
| MH-17 | 1 356,02 | 0,70 | 780,11 | 0,54 | 575,91 | 42,47 | 0,16 | 22,86 |
| MH-13 | 664,05 | 0,75 | 381,55 | 0,40 | 282,5 | 42,54 | 0,35 | 46,67 |
| MH-04 | 430,20 | 1,42 | 248,59 | 0,35 | 181,61 | 42,22 | 1,07 | 75,35 |
| MH-15 | 1 220,45 | 1,47 | 702,56 | 0,53 | 517,89 | 42,43 | 0,94 | 63,95 |
| MH-55 | 516,30 | 0,47 | 300,40 | 0,38 | 215,90 | 41,82 | 0,09 | 19,15 |
| MH-85 | 427,46 | 0,39 | 246,38 | 0,35 | 181,08 | 42,36 | 0,04 | 10,26 |
| MH-19 | 2 013,24 | 0,77 | 1 155,45 | 0,65 | 857,79 | 42,61 | 0,12 | 15,58 |

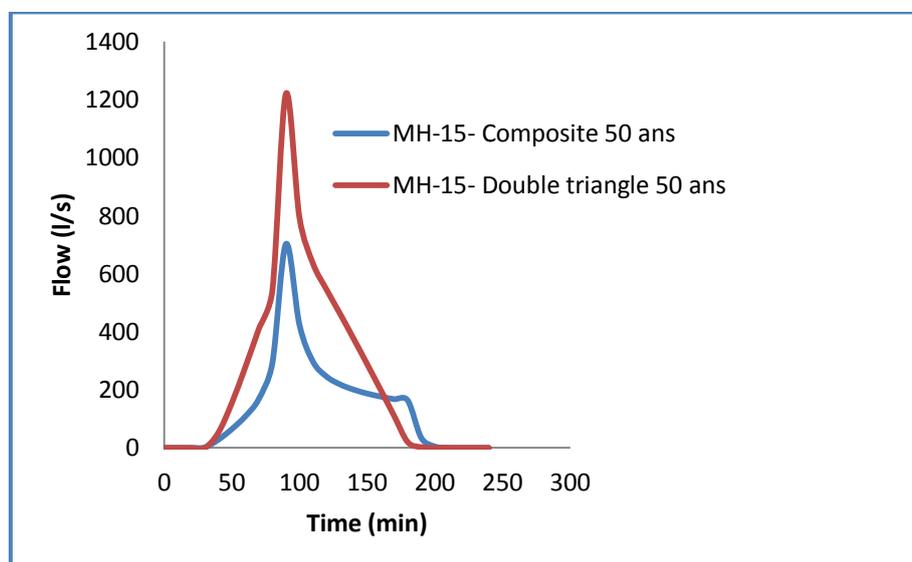


Fig. IV. 63. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH15 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

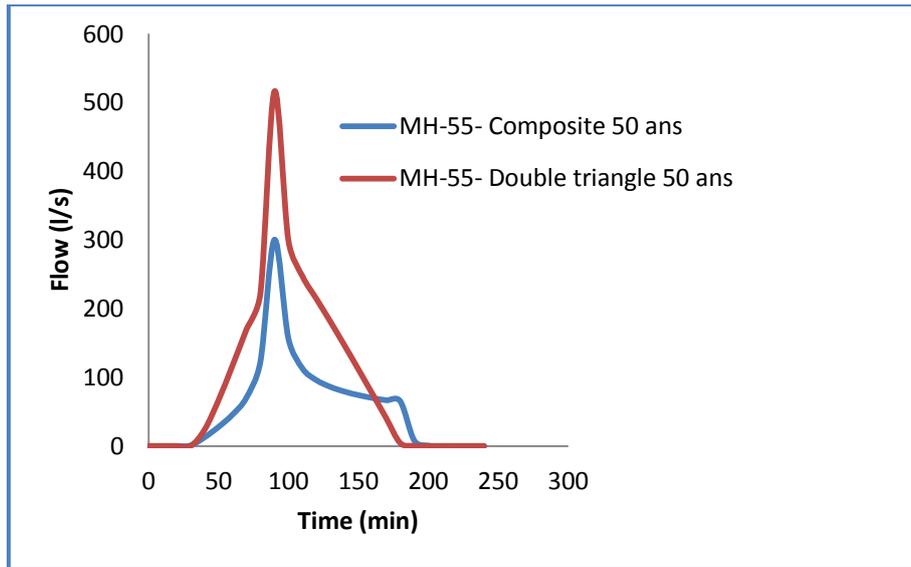


Fig. IV. 64. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH55 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

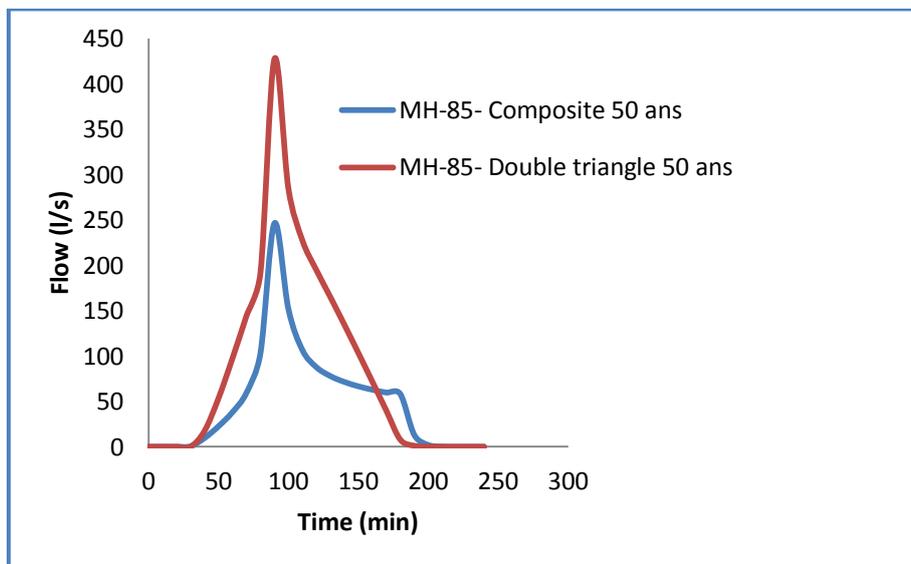


Fig. IV. 65. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH85 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

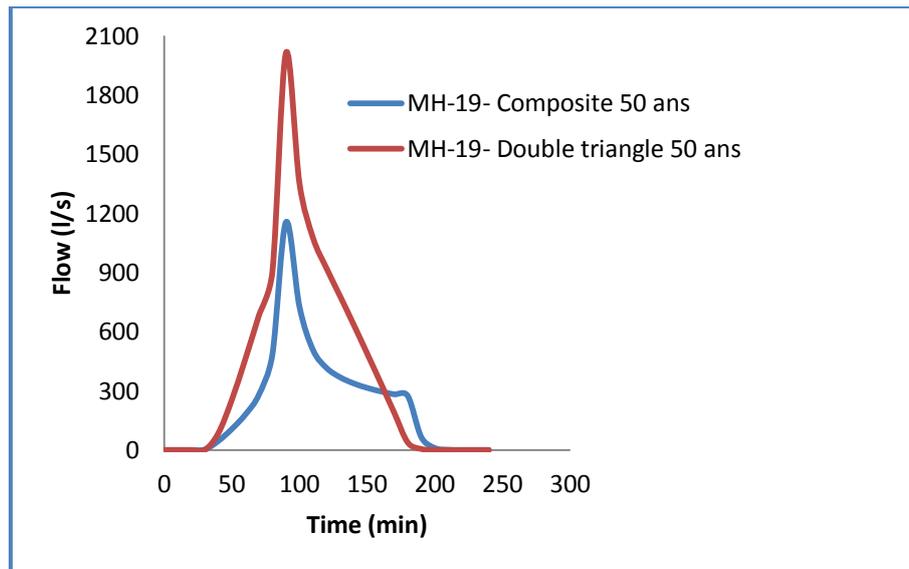


Fig. IV. 66. Hydrogramme de variation du débit au nœud MH19 simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

- **Exutoire**

Les figures (IV.67, IV.68 et IV.69) illustrent les variations des débits et la hauteur d'eau à l'exutoire. Les résultats de comparaison montrent un écart important de débit simulé par les deux modèles, cet écart atteint 40.72%, 41.86 et 42.89 pour les période de retour de 10 ans, 20 ans et 50 ans respectivement, ainsi un écart aussi significatif de la hauteur d'eau max qui est de 26.53 %, 27.45 % et 29.63 % pour les période de retour de 10 ans, 20 ans et 50 ans respectivement. Donc le modèle de pluie de double triangle toujours surestime le débit et la hauteur d'eau dans le réseau par rapport au modèle de pluie composite.

Tableau IV. 30. Comparaison des valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max à l'exutoire

| Exutoire | Double triangle | | Composite | | Différence (1)-(3) | | Différence (2)-(4) | |
|--------------|---------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|--------------------|-------|--------------------|-------|
| | Débit max (L/s) (1) | Hauteur d'eau max (m) (2) | Débit max (L/s) (3) | Hauteur d'eau max (m) (4) | l/s | % | m | % |
| O-2 (10 ans) | 1694.27 | 0.49 | 1004.31 | 0,36 | 689,96 | 40,72 | 0,13 | 26,53 |
| O-2 (20 ans) | 1823.59 | 0,51 | 1060.18 | 0,37 | 763,41 | 41,86 | 0,14 | 27,45 |
| O-2 (50 ans) | 1967.48 | 0,54 | 1123.55 | 0,38 | 843,93 | 42,89 | 0,16 | 29,63 |

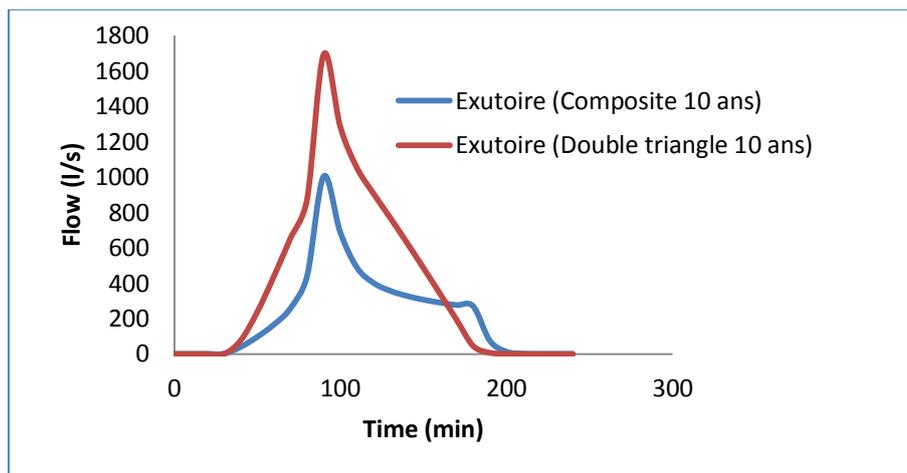


Fig. IV. 67. Hydrogramme de variation à l'exutoire simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 10 ans

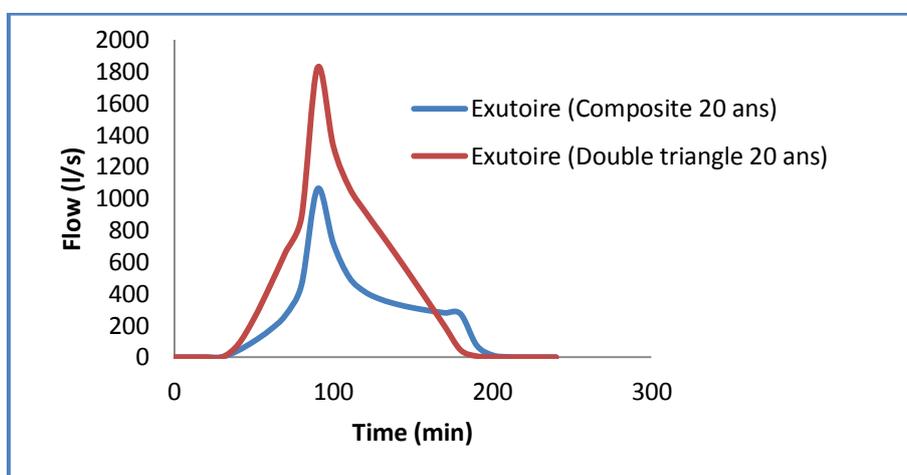


Fig. IV. 68. Hydrogramme de variation à l'exutoire simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 20 ans

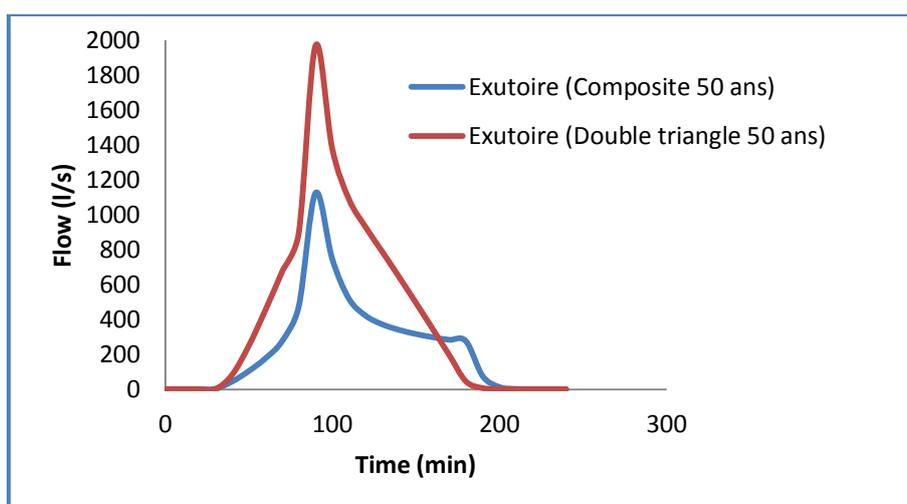


Fig. IV. 69. Hydrogramme de variation à l'exutoire simulé par les deux modèles de pluie composite et double triangle pour la période de retour 50 ans

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

Cette étude met en évidence comment le choix de modèle de pluie « Design Storm » à savoir le modèle de pluie de double triangle et le modèle de pluie composite à modifier la performance du réseau d'eau pluviale d'El Matrouha wilaya d'El Tarf par SwerCad. Le modèle de perte par infiltration SCS-CN a été appliqué pour évaluer le volume d'eau ruisselé. Le routage hydraulique a été assuré par le modèle de l'onde dynamique. L'analyse et la comparaison des résultats de simulation issus du modèle SewerCAD sous l'application des deux modèles de pluie pour différentes périodes de retour cités ci-dessus ont montré un risque important des inondations qui peut générer des dégâts matériels et humains. Les résultats de simulation montrent que le modèle de pluie de double triangle surestime le volume d'eau dans le réseau d'eau pluviale d'El Matrouha pour les trois périodes de retour étudiées (10, 20 et 50 ans) par rapport au modèle de pluie composite. Le réseau d'eau pluvial d'El Matrouha est toujours en surcharge lors de l'application des deux modèles de pluie, tandis que un débordement enregistré lors de l'application de modèle de pluie de double triangle au niveau des regards (MH04, 05, 06 et 15) pour la période de retour de 50 ans et les regards MH04 et 05 pour la période de retour de 20 ans. En particulier, les événements pluviométriques extrêmes dus au changement climatique affectent les performances du réseau d'eaux pluviales, ce qui nous conduit à modifier les futurs critères de conception pour permettre au réseau d'eaux pluviales de maintenir sa capacité jusqu'à la fin de sa durée de vie prévue.

- Alexandra Lequien, (2002).** Analyse et évaluation des crues extrêmes par modélisation hydrologique spatialisée cas du bassin versant du Vidourle.
- Boubchir, M.A. (2007),** Risques d'inondation et occupation des sols dans le Thor (région de labruguiere et de mazamet). Toulouse.
- Benkaci, T. 2006.** Modélisation de la relation pluie-débit au pas temps journalier et mensuel par les réseaux de neurones artificiels et les systèmes neuro-flous. Thèse de doctorat ENSAALGER.
- BERTHIER E. (2008)** digital elevation models and the monitoring of glacier elevation changes in North-West Canada and South-East Alaska.
- Bouhant, Chouaib. 2012 :** Diagnostic du Réseau d'Assainissement de La ville AHMEDRACHDI, Wilaya de Milavia SWMM, Mémoire de fin d'étude Pour L'Obtention du Titre d'Ingénieur d'État en Hydraulique école nationale polytechnique.
- Cutter, S.L., Boruff, B.J., Shirley, W.L., 2003.** Social vulnerability to environmental hazards. Social Science Quarterly, 84(2): 242-261.
- CTGREF, 1976.** Les décharges pluviales des réseaux unitaires, Groupement de Grenoble, Génie Rural, Grenoble.
- CHOCAT. B,** Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement,
- DGPC. (2007),** (Direction Générale De La Protection Civile) Algérie, Bureau des risque naturels. Les inondations en Algérie ,21p, disponible sui le site ile la Direction Générale de la Protection Civile, <http://www.protectioncivile.dz>
- ExtraFlo (ANR 2009-2013)** sur l'estimation des pluies et crues extrêmes. La Houille Blanche, 2014
- GILARD O. (1998),** Les bases techniques de la méthode Inondabilité, édition du Cemagref, 1998, 207 p
- Gilard O. & Gendreau N, 1998,** Inondabilité : une méthode de prévention raisonnable du risque d'inondation pour une gestion mieux intégrée des bassins versants, Revue Sciences de l'Eau, Vol. 11 (3), pp. 429-444.
- Gaume. (2002)**Elément d'analyse sur les crues éclair. Thèse de doctorat.Ecole de la recherche Scientifique du Québec.canada.359P.

- GIRARD, G, MORIN, G, CHARBONNEAU, R. (1972)** Modèle précipitations-débits à discrétisation spatiale. Cahiers ORSTOM, Série Hydrologie.
- GUINOT.V & GOURBESVILLE.P, 2003.** Calibration of physically based models: back to basics, Journal of Hydro-informatics, pp.233-244.
- GOMELLA.C & GUERREE.H, 1986.** «Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France
- HANGNON, Hugues, DE LONGUEVILLE, Florence, et OZER, Pierre. (2015)** Précipitations 'extrêmes' et inondations à Ouagadougou; quand le développement urbain est mal maîtrisé. In : Actes du 28e Colloque International de l'Association Internationale de Climatologie. Université de Liège.
- KREIS NICOLAS (2004),** Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation application a la vallée de la Thur (Haut-Rhin) ; thèse de doctorat Spécialité : Sciences de l'Eau à l'Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, 350p
- LEDOUX. (2006),** La gestion du risque inondation, edition *tec et doc*.
- LANG, Michel, ARNAUD, Patrick, CARREAU, Julie, et al.** Résultats du projet
- LABORDE, J. P (2009).** Eléments d'hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. France (204p),
- Lalande.C (2000),** «Diagnostic hydraulique des réseaux d'assainissement». Ecole de technologie supérieure. Projet pour l'obtention de la maîtrise en génie de construction. Montréal. 188p.
- M.E.D.D (2004),** (Ministère de l'écologie et du développement durable) France, direction de la Prévention des pollutions et des risques, sous-direction de la Prévention des risques majeurs. 2004. Risques naturels majeurs : Les inondations, Août 2004, 20 p,
- MERABET ABBES (2008),** Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations», Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés
- 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.
- MAKHOLOUF Z. (1994)** Compléments sur le modèle pluie –débit GR4 et essai d'estimation de ses paramètre, Mémoire de Doctorat à l'université de Paris Sud.

Musy A (professeur Andre MUSY) Leçon d'honneur en commun avec le professeur Otto Kolbl Manifestation organisée par Vice-présidence de l'EPFL+Décanat ENAC Mardi 20 Décembre 2005.

Mame, Samir. (Année 2014);Protection de la ville de Beni-ounif.

RAGHUNATH, Hassan Manjunath (2006). Hydrology: principles, analysis and design. New Age International,

SPPPI. (2004), Prise en compte du risque inondation dans les études de dangers des installations classées, Cahier technique N°8, DRIRE Haute-Normandie - 21, avenue de la Porte des champs - 76037 ROUEN CEDEX Tél. 02 35 52 32 00 - Fax 02 35 52 32 32.

SALAH. B, 2014. Assainissement des eaux usées et pluviaux des agglomérations, ENSH.Blida./int-77-284-instruction-technique-relative_reseaux-d'ssainissement agglomerations. Pdf,

Zhai, G., Fukuzono, T., Ikeda, s., 2006. An empirical model of fatalities and injuries, due to floods in Japan. Journal of the American Water Resources Association. 42(4): 863-875.

Site web:

<https://www.scribd.com/document/320511651/Formation-ATHYS-Manuel-2014>,

http://www.prim.net/citoyen/definition_risque_majeur/introinondation.htm Consulté le Novembre 2014

<http://dspace.univ-tlemcen.dz/bitstream/112/12015/1/Ms.Hyd.Ghali.pdf>,

[http://dspace.univtlemcen.dz/bitstream/112/11915/1/Ms.Hyd.Fandi%2BBenaz za. Pdf](http://dspace.univtlemcen.dz/bitstream/112/11915/1/Ms.Hyd.Fandi%2BBenaz%20za.pdf)

« Loi no 2010-788 du 12 juillet 2010 portant engagement national pour l'environnement » [archive], (consulté le 31 août 2016), Article 221)

10 novembre 2018, saoudi Abdelaziz (Le 10 novembre 2001, les inondations de bab-EL oued Ingénieur, CHEC, MSC, PhD, DIC, D.E, directeur de recherche. Directeur du Cabinet GPDS.présentation du club des risques majeurs

[1] Tab <http://dspace.univ-tlemcen.dz/bitstream/112/12015/1/Ms.Hyd.Ghali.pdf>,

[2] [http://dspace.univtlemcen.dz/bitstream/112/11915/1/Ms.Hyd.Fandi%2BBenaz za.pdf](http://dspace.univtlemcen.dz/bitstream/112/11915/1/Ms.Hyd.Fandi%2BBenaz%20za.pdf)

[3] http://www.assainissementDurable.com/DM/ged/PUBLIC/textes_de_reference.