

Ministère du l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique

Université Kasdi Merbah Ouargla

Faculté des sciences appliquées

Département d'Hydraulique et Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Hydraulique

Spécialité : Génie de l'Eau.

Thème

**MODELISATION D'UN SYSTEME
D'ASSAINISSEMENT PAR LE MODELE "SWMM"
(ETUDE D'UN CAS DE LA REGION DE OUARGLA)**

Présenté par :

GHEDEIR Hocine et HERMA Hichem

Soutenu Publiquement le : 28/05/ 2017

Devant le jury :

BAOUIA. K	MAB	UKMO	Président
NETTARI. K	MAB	UKMO	Examineur
ZEGAIT. R	MAB	UKMO	Encadreur

Année universitaire 2016/2017

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions le Dieu, notre créateur de nos avoir donné les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nous adressons le grand remerciement à notre encadreur Mr. ZEGAIT Rachid qui a proposé le thème de ce mémoire, pour ses conseils et ses dirigés du début à la fin de ce travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury le président Mr. BAOUIA.K et l'examineur Mr. NETTARI.K pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude à Mr. BOUTOUTAOU Djamel. Nous vous remercions pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et remarques.

Enfin, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui participe de réaliser ce mémoire. Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :



Mes parents ;



Mes frères et sœurs ;



Toute ma famille ;



Mes amis ;



*Tous mes étudiants de la classe ainsi qu'à tous ceux
qui m'ont aidé et soutenu dans ma vie que Dieu les
récompense par le bien.*

Hocine

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail :



Mes parents ;



Mes frères et sœurs ;



Mes toute la famille ;



À tous mes amis ;



À tous mes chers enseignants qui ont enseigné moi.

Hichem

LISTE DES ABRÉVIATIONS

EPA SWMM : Environnement Protection Agency Storm Water Management Model ;

BV : Bassin Versant ;

Q_{moy,j} : Débit moyenne journalier ;

N_i : Nombre calculé de consommateurs ou le nombre des usages dans chaque groupe de catégorie de consommateurs ;

Q_{ps} : Débit Spécifique ;

SIG : Système d'Information Géographique ;

Q_{moy} : Le débit moyen journalier ;

N_i : Le nombre de population ;

D : La dotation ;

Q_{J max} : Le débit maximum journalier ;

K_{j max} : Coefficient de variation journalier ;

K_p : Coefficient de pointe ;

P_n : Population à l'horizon projeté ;

P₀ : Population actuelle ;

α : Taux d'accroissement démographique ;

n: nombre d'années dans l'avenir considéré ;

Q_p : Débit de pointe (l/s) ;

Q_{moy} : Le débit moyen journalier (l/s) ;

l/s : Litre par seconde ;

Hab : Habitat ;

m/s : Mètre par seconde ;

D : Diamètre du tuyau ;

Q : Débit transitaire du tronçon ;

V : La vitesse d'écoulement dans le tronçon ;

m³/h : Mètre cube par heure ;

m³ : Mètre cube ;

m³/s : Mètre cube par seconde.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRAL.....	01
Chapitre I : Etude bibliographique	
Introduction.....	03
I.1. Définitions.....	03
I.2. Objectif.....	03
I.3. Modélisation hydraulique des réseaux d'assainissement.....	04
I.3.1 SEWER CAD (développé par Bentley).....	05
I.3.2 SEWER GEMS (développé par Bentley).....	07
I.3.3 MIKE URBAN 2011 (développé par DHI Water & Environnement).....	09
I.3.4 HYDROUTI.....	11
I.3.4.1 Modules Hydrologie, hydraulique.....	11
I.3.4.2 Modules Traitement qualitatif.....	12
I.3.4.3 Modules Traitement quantitatif.....	12
I.3.5 SWMM (développé par EPA).....	12
Remarque.....	13
Conclusion.....	14
Chapitre II : Présentation et Analyse de modèle SWMM 5	
II.1 Introduction.....	15
II.2 Historique.....	15
II.3 Objectif.....	16
II.4 Utilités.....	16
II.5 Limite.....	17
II.6 Installation de l'EPA SWMM.....	17
II.7 Présentation de l'exemple.....	18

A. Les étapes de la modélisation seront.....	18
B. Création d'un nouveau projet.....	19
C. Dessin des objets.....	23
D. Renseigner les propriétés des objets.....	26
E. Réaliser une simulation.....	31
E.1 Options de simulation.....	31
E.2 Lancer une simulation.....	33
E.3 Consulter le rapport de simulation.....	34
E.4 Représenter les résultats sur le plan.....	34
E.5 Visualiser les résultats sous forme de graphes temporels.....	35
E.6 Créer un profil en long.....	36
E.7 Réaliser une simulation avec le modèle de l'onde dynamique.....	37
Conclusion.....	39

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	40
Présentation de la zone.....	40
III.1 Situation géographique.....	40
III.2 Géomorphologie.....	40
III.3 Contexte climatique.....	44
III.3.1 Pluviométrie.....	44
III.3.2 Températures.....	45
III.3.3 Evaporation.....	46
III.3.4 Vent.....	47
III.3.5 Humidité de l'aire.....	48
III.3.6 Durée de l'insolation.....	49
III.4 Sols et végétations.....	50
III.5 Population.....	51
III.6 Cadre géologique.....	52
III.7 Hydrogéologie général.....	53

Chapitre IV : Etude d'un système d'assainissement par méthode classique

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction.....	54
IV.1.1 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation (Intensité pluviale).....	54
IV.1.2 Analyse des données pluviométriques.....	56
IV.1.2.1 Choix de la loi d'ajustement.....	57
IV.1.2.2 Ajustement à la loi de Gumbel.....	57
IV.1.2.3 Ajustement à la loi normale.....	59
IV.1.2.4 Ajustement à la loi log-normale.....	61
IV.1.3 Comparaison les trois lois.....	62
IV.1.4 Pluies de courte durée.....	63

ETUDE D'UN SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT PAR MÉTHODE CLASSIQUE

IV.2 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	65
IV.2.1 Différents systèmes d'évacuations des eaux usées et pluviales.....	66
IV.2.1.1 Système séparatif.....	66
IV.2.1.2 Système unitaire.....	66
IV.2.1.3 Système mixte.....	66
IV.2.2 Choix du système d'évacuation.....	68
IV.2.3 Différents schémas d'évacuation.....	68
IV.2.3.1 Schéma perpendiculaire.....	68
IV.2.3.2 Schéma par déplacement latéral.....	69
IV.2.3.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	69
IV.2.4 Schéma à collecteur étagé.....	69
IV.2.5 Schéma de type radial.....	70
IV.3 Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	70
IV.3.1 Calcul de base.....	71
IV.3.2 Situation démographique.....	71
IV.3.3 Traçage de réseau.....	71
IV.3.4 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins.....	71
IV.3.4.1 Définition.....	71
IV.3.4.2 Choix de la limite des sous bassins.....	71

IV.3.4	Evaluation du Coefficient de ruissellement.....	72
IV.3.5	Evaluation des débits à évacuer.....	73
IV.3.6	Evaluation des débits des eaux pluviales.....	74
IV.3.6.1	Méthode rationnelle.....	74
IV.3.6.2	Evaluation des débits des eaux usées.....	75
IV.3.7	Nature des eaux usées à évacuer.....	75
A.	Les eaux usées d'origine domestique.....	75
B.	Eaux des services publics.....	76
C.	Eaux usées industrielles.....	76
IV.3.7.1	Estimation des débits des eaux usées.....	76
IV.3.7.2	Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	76
IV.3.7.3	Evaluation du débit moyenne journalier.....	76
IV.3.7.4	Evaluation du débit de pointe.....	77
IV.3.7.5	Evaluation de la population (actuelle et à l'horizon).....	77
IV.3.7.6	Evaluation des débits moyens des eaux potables.....	78
IV.3.7.7	Evaluation des débits des eaux domestiques.....	78
IV.3.7.8	Evaluation des débits des eaux potables pour différents équipements.....	78
IV.3.7.9	Evaluation des débits des eaux domestiques et des équipements.....	79
IV.3.7.10	Evaluation des débits moyens des eaux usées.....	79
IV.3.7.11	Calcul du débit de pointe.....	80
IV.3.7.12	Calcul de débit spécifique.....	80
IV.3.8	Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.....	81
IV.3.8.1	Conditions d'implantation des réseaux.....	81
IV.3.8.2	Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	81
IV.3.8.3	Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques.....	82
IV.3.8.3.1	Diamètre minimal.....	82
IV.3.8.3.2	Calcul de la pente.....	82
IV.3.8.3.3	Vitesse d'écoulement.....	83
IV.3.8.4	Paramètre hydraulique.....	83
IV.3.8.5	Dimensionnement du réseau d'assainissement : (Voir Tableau 13).....	85

Chapitre V : Etude d'un système d'assainissement par le modèle SWMM 5

Introduction.....	87
V.1 Localisation et caractéristiques de la zone d'étude.....	87
V.1.1 Situation géographique.....	87
V.2 Acquisition des données du logiciel « EPASWMM ».....	89
1) Les données pluviométriques (Rain gage).....	89
2) Le Bassin Versant ou sous bassin versant (Subcachment).....	90
3) La conduite (Links).....	92
4) Le nœud (Node).....	93
5) L'exutoire (Outfall).....	95
V.3 Simulation hydraulique.....	96
V.3.1 Résultats de la simulation.....	97
a) Réseau modélisé.....	97
b) Capacité du réseau.....	98
c) Hydrogrammes des débits dans les conduites.....	99
d) Débits de pointe dans le réseau.....	100
e) Vitesses d'écoulement.....	100
f) Régime d'écoulement.....	102
g) Ligne d'eau dans les conduites.....	103
h) Ruissellement sur les sous bassins.....	104
Conclusion sur les résultats de simulation et perspectives.....	106

Chapitre VI : Comparaison et discussion

VI.1 LES METHODES HYDROLOGIQUES UTILISEES EN TRANSFORMATION PLUIE DEBIT AU NIVEAU DES BASSINS VERSANTS.....	107
VI.1.1 Transformation pluie-débit par méthode classique.....	107
VI.1.1.1 Méthode rationnelle.....	107
A - 1 Coefficient de ruissellement.....	108
A - 2 Intensité.....	109
A - 3 Temps de concentration.....	110
B - Méthode de Caquot.....	110
B - 1 Assemblage des bassins versants.....	112

B - 2 Limitation de la méthode.....	112
VI.1. 1.2 Transformation pluie-débit par modélisation.....	112
A. Fonction de production.....	113
A.1 Méthode d'Horton.....	113
A - 2 Méthode de Green Ampt.....	113
A - 3 Méthode de SCS.....	114
B - Fonction de transfert.....	114
B -1 Modèle de réservoir linéaire.....	114
B - 2 Modèle de réservoir non linéaire.....	115
VI.2 LES METHODES HYDRAULIQUES UTILISEES AU NIVEAU DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT.....	118
VI.2.1 Généralités.....	118
VI.2.1.1 Ecoulement à surface libre.....	118
VI.2.1.2 Ecoulement permanent et non permanent.....	118
VI.2.1.3 Ecoulement uniforme et non uniforme.....	118
VI.2.2 Calcul hydraulique par la méthode classique.....	119
VI.2.2.1 Formule de Manning-Strickler.....	119
VI.2.3 Calcul hydraulique par modélisation déterministe.....	120
VI.2.3.1 Formule de Barré de Saint Venant.....	120
a - L'équation de continuité.....	121
b - L'équation de la dynamique.....	121
VI.3 DESCRIPTION DE LA MODELISATION.....	122
VI.3.1 Vérification du fonctionnement du réseau par méthode classique et par modélisation déterministe.....	122
VI.3.1.1 donnée de base.....	122
A - Délimitation des bassins versants.....	122
B - Choix des périodes de retour des pluies.....	123
C - Préparation des paramètres de la méthode classique.....	123
C .1 Paramètres hydrologiques (la transformation pluie-débit par méthode de Caquot)...	123

C .2 Paramètres hydrauliques (formule de Manning).....	123
D - Préparation des données pour la modélisation.....	123
D -1 Données d'entrée pour la transformation pluie- débit.....	124
D -2 Données de calcul hydraulique.....	124
VI.3.1.2 Résultat de la vérification du réseau par méthode de Classique.....	124
VI.3.1.3 Résultat de la vérification du réseau par modélisation (logiciel SWMM).....	126
A - Période de retour de 10 ans.....	126
Conclusion.....	127
CONCLUSION GÉNÉRAL.....	128

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Etude bibliographique

<i>Figure I.01 : Gestionnaire de modèle MIKE URBAN.....</i>	<i>09</i>
---	-----------

Chapitre II : Présentation et Analyse de modèle SWMM 5

<i>Figure II.01: schéma du réseau.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure II.02: Étiquetage des objets.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure II.03 : Bassins versants et nœuds de jonction de l'exemple.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure II.04: Editeur de propriétés.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure II.05: Editeur de groupe.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure II.06: Editeur de séries temporelles (Time Séries).....</i>	<i>30</i>
<i>Figure II.07: Options de simulation.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure II.08: Définition du profil en long.....</i>	<i>36</i>
<i>Figure II.09 : Options du modèle de l'onde dynamique.....</i>	<i>38</i>
<i>Figure II.10 : Un exemple d'affichage des résultats à code couleur de la zone d'étude.....</i>	<i>39</i>

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude

<i>Figure III.01 : Situation générale de la cuvette de Ouargla.....</i>	<i>40</i>
<i>Figure III.02 : Relief géologique de la région d'Ouargla.....</i>	<i>41</i>
<i>Figure III.03 : Image satellitaire, bandes 4, 2, 1 sur MNT.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure III.04 : Relief de la région de Ouargla.....</i>	<i>43</i>
<i>Figure III.05 : Répartition mensuelle des pluies.....</i>	<i>44</i>
<i>Figure III.06 : Température moyenne mensuelle.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure III.07 : Evaporation moyenne mensuelle.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure III.08 : Vitesses moyenne mensuelle de vent.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure III.09 : Humidité relative moyenne mensuelle.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure III.10 : Insolation moyenne mensuelle.....</i>	<i>49</i>
<i>Figure III.11 : Image d'occupation du sol.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure III.12 : Coupe hydrogéologique à travers le Sahara.....</i>	<i>53</i>

Chapitre IV : Etude d'un système d'assainissement par méthode classique

<i>Figure IV.01 : Ajustements à la loi de Gumbel</i>	59
<i>Figure IV.02 : Ajustements à la loi Normal</i>	60
<i>Figure IV.03 : Ajustements à la loi Log normal</i>	62
<i>Figure IV.04 : Comparaison entre les courbes d'ajustements entre les trois lois</i>	62
<i>Figure IV.05 : Schéma d'un réseau séparatif</i>	66
<i>Figure IV.06 : Schéma d'un réseau unitaire</i>	66
<i>Figure IV.07: Schéma perpendiculaire</i>	68
<i>Figure IV.08 : Schéma à déplacement latéral</i>	69
<i>Figure IV.09 : Schéma collecteur transversal ou oblique</i>	69
<i>Figure IV.10 : Schéma à collecteur étagé</i>	69
<i>Figure IV.11 : schéma de type radial</i>	70

Chapitre V : Etude d'un système d'assainissement par le modèle SWMM 5

<i>Figure V.01 : Situation géographique générale de la zone d'application</i>	87
<i>Figure V.02 : Le tracé du réseau en plan</i>	88
<i>Figure V.03 : Editeur de propriétés pour Rain Gag</i>	89
<i>Figure V.04 : Editeur de propriétés pour Time Séries</i>	90
<i>Figure V.05 : Editeur de propriétés pour Subcatchment</i>	90
<i>Figure V.06 : Editeur de propriétés pour Links</i>	92
<i>Figure V.07 : Editeur de propriétés pour Node</i>	93
<i>Figure V.08 : Editeur de propriétés pour Inflows</i>	93
<i>Figure V.09 : Editeur de propriétés pour Tim pattern</i>	94
<i>Figure V.10 : Editeur de propriétés pour Outfall</i>	95
<i>Figure V.11 : Variation de la profondeur d'un tronçon</i>	95
<i>Figure V.12 : Numérotation des nœuds et des conduites du réseau modélisé</i>	97
<i>Figure V.13 : Pentés des conduites du réseau avec leur numérotation</i>	98
<i>Figure V.14 : Capacité des tronçons de réseau au bout de 03 h 15 min</i>	99

<i>Figure V.15 : Variation des débits dans les deux tronçons C5 et C6.....</i>	<i>99</i>
<i>Figure V.16 : Débits de pointe dans le réseau au bout de 03 h 15 min.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure V.17 : Vitesses maximales dans le réseau au bout de 03h 15 min.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure V.18 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 02 h.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure V.19 : Ligne d'eau (cas de pointe) en toutes les conduites sauf la conduite J7, J20 et J21.....</i>	<i>103</i>
<i>Figure V.20 : Ligne d'eau (cas de pointe) dans la conduite.....</i>	<i>103</i>
<i>Figure V.21 : Hyetogramme à l'entrée du sous bassin.....</i>	<i>104</i>
<i>Figure V.22 : Hydrogramme de ruissellement sur le sous bassin.....</i>	<i>104</i>
<i>Figure V.23 : Courbe des pertes sur le sous bassin.....</i>	<i>105</i>
 Chapitre VI : Comparaison et discussion	
<i>Figure VI.02 : Représentation du modèle de réservoir non linéaire.....</i>	<i>115</i>
<i>Figure VI.01 : Représentation du modèle de réservoir linéaire.....</i>	<i>116</i>

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Etude bibliographique

Tableau I.01 : Comparaison des modèles.....	14
---	----

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude

Tableau III.01 : Précipitations moyennes mensuelles.....	44
Tableau III.02 : Température moyennes mensuelles.....	45
Tableau III.03 : Evaporation moyennes mensuelles.....	46
Tableau III.04 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	47
Tableau III.05 : Humidité relative moyenne mensuelle.....	48
Tableau III.06 : Insolation moyenne mensuelle.....	49
Tableau III.07 : Répartition des sols selon la nature.....	51
Tableau III.08 : Population de la région.....	51
Tableau III.09 : évolution de la population.....	52

Chapitre IV : Etude d'un système d'assainissement par méthode classique

Tableau IV.01 : Série d'observation des précipitations maximale journalière.....	55
Tableau IV.02 : Calcul des caractéristiques de la série.....	56
Tableau IV.03 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi de Gumbel).....	58
Tableau IV.04 : Teste du Khi carré.....	58
Tableau IV.05 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi Normal).....	59
Tableau IV.06 : Test d'adéquation.....	60
Tableau IV.07 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi log-normale).....	61
Tableau IV.08 : Test d'adéquation.....	61
Tableau IV.09 : Pluie maximale journalière fréquentielle.....	63
Tableau IV.10 : Les particularités des différents systèmes.....	67
Tableau IV.11 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisme.....	72
Tableau IV.12 : Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence : type d'occupation du sol.....	73
Tableau IV.13 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.....	73

Tableau IV.14 : Les résultats de calcul des débits des eaux pluviales pour la zone de Sidi Ben Sassi.....	74
Tableau IV.15 : nombre d'habitant futur.....	78
Tableau IV.16:Répartition des débits des eaux domestiques de la population actuelle et future.....	78
Tableau IV.17 : Le débit des eaux potables pour différents équipements.....	78
Tableau IV.18 : Tableau récapitulatif.....	79
Tableau IV.19 : Répartition de débit moyen des eaux usées.....	79
Tableau IV.20 : Répartition du débit de pointe.....	80
Tableau IV.21 : Répartition du débit spécifique.....	80
Tableau IV.22 : Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	85

Chapitre V : Etude d'un système d'assainissement par le modèle SWMM 5

Tableau V.01: Paramètres hydraulique (Débit et Vitesse) des conduites.....	101
Tableau V.02 : les eaux de précipitation pour chaque sous bassin.....	105

Chapitre VI : Comparaison et discussion

Tableau VI.01 : valeur du coefficient de ruissellement selon le type de surface.....	108
Tableau VI.02 : valeur de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.....	109
Tableau VI.03 : Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants.....	112
Tableau VI.04 : Coefficients de rugosité	119
Tableau VI.05 : Tableau récapitulatif des méthodes utilisé par le logiciel SWMM.....	124
Tableau VI.06 : Tableau récapitulatif de suffisance de collecteur.....	125
Tableau VI.07 : Tableau descriptif des débits maximums et des observations.....	126

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le réseau d'assainissement de (*Sidi Ben Sassi*)-wilaya de Ouargla à connu dernièrement, des grands problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales surtout. Il en résulte que le réseau n'est plus capable de jouer son rôle d'évacuation des eaux de ruissellement en cas de pluies exceptionnelles.

Forte de ce constat, les dysfonctionnements des réseaux d'assainissement urbain provoquent des déversements parfois incontrôlés dans les milieux urbains entraînant la pollution de ces derniers. Ces dysfonctionnements sont souvent dus à l'augmentation des débits de ruissellement engendrée par l'urbanisation et les changements climatiques et à la réduction de la capacité hydraulique causée par l'usure et le manque de maintenance du réseau. Dans notre travail nous intéressons au dysfonctionnement débordement.

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

De même, les cahiers des prescriptions spéciales des études d'assainissement sont appelés à tenir compte de l'évolution technique dans le secteur au niveau mondial et à rattraper le retard de notre pays, par l'exigence d'utilisation des nouvelles méthodes de dimensionnement ou de vérification des réseaux d'assainissement.

C'est dans ce contexte que se situe notre travail, et consiste en un travail de modélisation d'un système d'assainissement de (Sidi Ben Sassi). Par le biais d'un logiciel open source *SWMM5* développé par *U.S Environmental Protection Agency (E.P.A.)*. Pour cela, notre mémoire s'articule sur six chapitres et une conclusion :

- ✓ Le premier chapitre : Etude bibliographique ;
- ✓ Le deuxième chapitre : Présentation et Analyse de modèle "SWMM 5" ;
- ✓ Le troisième chapitre : Présentation de la Zone d'étude ;
- ✓ Le quatrième chapitre : Etude d'un système d'Assainissement Par la méthode classique ;
- ✓ Le cinquième chapitre : Etude d'un système d'Assainissement Par le Modèle "SWMM 5" ;
- ✓ Le sixième chapitre : Comparaison et discussion ;
- ✓ Une conclusion générale.

Les Objectifs de notre travail

Notre travail a pour objectif :

- ✓ Compléter notre cycle de formation universitaire par l'acquisition des connaissances de base et des nouvelles techniques utilisées dans la modélisation des systèmes d'Assainissement ;
- ✓ Mettre en œuvre ces connaissances et techniques sur un cas concret : celui de la ville de Sidi Ben Sassi.
 - Nous nous proposons ainsi pour le réseau d'assainissement d'une partie de la ville de Sidi Ben Sassi :
- ✓ D'élaborer une modélisation du réseau d'assainissement de cette ville : ce travail sera fait en utilisant le logiciel SWMM5.

Chapitre I
Etude bibliographique

Introduction

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

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.

I.1 Définitions :

La modélisation est la conception d'un modèle. Le terme « **modèle** » est un terme générique. On le définit comme étant une conceptualisation de la réalité, une certaine image de la réalité que nous nous créons. Une image incomplète et partielle, comprenant des caractéristiques, des attributs de la réalité qui nous intéressent en particulier ou que nous avons la possibilité de connaître.

Les différents types de modèle :

- ✓ Modèle pour le dimensionnement du réseau ;
- ✓ Modèle pour l'analyse du fonctionnement hydraulique et diagnostic ;
- ✓ Modèle pour la gestion du réseau ;
- ✓ Modèle pour la mesure de la qualité de l'eau.

Notre thème porte sur le premier modèle, pour le dimensionnement.

I.2 Objectif :

D'un modèle est de fournir une vision du fonctionnement global du réseau afin de représenter le plus fidèlement possible la réalité. Il est bien-sûr absolument nécessaire de vérifier l'objectif, la justesse des prédictions de la simulation. Si le modèle est juste, il donnera avec précision les débits en tel ou tel point du réseau.

Les modèles de simulation hydraulique (onde cinématique ou onde dynamique) sont destinées à :

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

I.3 Modélisation hydraulique des réseaux d'assainissement :

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

- **FLUPOL- MOSQUITO** (développé en collaboration avec l'Agence de l'eau Seine-Normandie) pour la simulation des charges polluantes en entrée dans des réseaux ;
- **CANOE** (logiciel français développé par le **LGCIE** (Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale) et Sogreah) ;
- **Info Works** (de Wallingford Software) ;
- **SWMM** (l'Environmental Protection Agency - EPA) ;
- **Sewer GEMS** ;
- **Sewer CAD** ;
- **MOUSE** ;
- **Aqua CAD** ;
- **HYDROUTI** ;
- **MIKE URBAN**. [10].

En ce qui concerne le transport des polluants sur les bassins versants, il est fréquent d'utiliser le modèle de réservoir linéaire ou le double réservoir linéaire (utilisée dans **FLUPOL-MOSQUITO** et **Info Works**), ou à l'équation exponentielle Sartori et Boyd (utilisés notamment dans **SWMM** et **Info Works**). Dans ces programmes, ainsi que dans le **MOUSE**, les charges polluantes associées aux sédiments sont modélisées par des facteurs de proportionnalité. Certains modèles, tels que **MOUSE**, évaluent la capacité de l'érosion.

Tous les logiciels existants simulent la propagation de l'écoulement dans le réseau de collecte en résolvant les équations de Saint Venant, en utilisant le modèle dynamique complet ou les modèles simplifiés. Il est courant d'utiliser des modèles mixtes qui simulent l'écoulement dans les collecteurs au modèle dynamique complet et les modèles simplifiés pour les cheminées de visite.

La modélisation de la qualité de l'eau est basée sur des équations de transport solide, ne considèrent que les zones pavées (cas du logiciel **Info Works**) ou toute la zone urbaine imperméabilisée. Les logiciels **Info Works** et **MOUSE** permettent de considérer deux fractions de polluants dans les collecteurs (sédiments fins et grossiers).

Le logiciel **MOUSE** permet la modélisation des processus de transformation de la qualité de l'eau dans les collecteurs, y compris les interactions entre la matière organique et l'oxygène, l'aération dans les collecteurs, la formation de l'hydrogène sulfuré et la décomposition de la matière organique. Mais ces paramètres sont négligeables, par temps de pluie, par rapport aux processus d'accumulation et de transport des polluants et à l'incertitude des modèles. [10].

I.3.1 SEWER CAD (développé par Bentley) :

Sewer CAD 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).

Sewer CAD intègre une plateforme autonome et Micro station, mais c'est possible d'ajouter la plateforme **Auto CAD** (avec un frais supplémentaire). Les interfaces sont compatibles et interchangeables.

Idéal pour de dimensionnement, **Sewer CAD** 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 exige l'examen des scénarios multiples, tels que :

- Alternatives de réhabilitation pour le planning des différents horizons ;
- Stratégies de contrôle de la pompe pour un fonctionnement qui privilégie l'économie d'énergie ;
- Dimensionnement avec différents méthodes de calcul du débit de pointe ;
- Scénarios de débordement des eaux usées avec des variations des débits.

Avec ce logiciel c'est possible :

- créé des profils (en système gravitaire et en pression) dans un 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 la décharge totale par temps sec et détermination de l'infiltration en fonction de la longueur de tuyau, diamètre, surface, longueur-diamètre, ou de données définis par l'utilisateur) ;
- simulé des contrôles en temps réel considérant le temps d'enclenchement et d'arrêt des pompes, débits, pressions, etc. ;
- modéliser les cheminées de visite, les tuyaux circulaires, système de pompage, les émissaires et les puits. [10].

I.3.2 SEWER GEMS (développé par Bentley) :

Sewer GEMS est une application qui sert à modéliser des réseaux d'assainissement existants qui ont beaucoup d'eau pluviale. En particulier, l'application effectue la modélisation des débordements, des réseaux d'eaux usées en boucle, des stations de pompage, ainsi que des canaux et des bassins de rétention ouverts. Le logiciel permet de travailler sur une source de données unique et partagée, à partir de **Arc GIS**, **Micro Station**, **Auto CAD**, ou autonome (sa propre interface). Ainsi, c'est possible créer des modèles de réseau avec des données existantes en dessins CAO, fichiers SIG ou de fichiers modèles **SWMM**, **Sewer CAD** ou **Civil Storm**.

Les deux moteurs dynamiques (un moteur **EPA SWMM** et un moteur implicite de **Sewer GEMS** pour résoudre les équations de Saint-Venant) évaluent le stockage dans les infrastructures du réseau, quantifient les volumes de débordement, calculent les partages de débit et gèrent les systèmes en boucle complexes.

Fourni avec **Sewer GEMS**, le module LoadBuilder permet de réutiliser des données SIG concernant la consommation d'eau, le suivi des débits, l'utilisation des sols ou les données du recensement afin d'estimer et d'importer automatiquement es charges sanitaires.

C'est incluse un outil d'importation des données temporelles permet de saisir des données relevées sur le terrain pour les comparer aux résultats des calculs, à des fins d'étalonnage.

Sewer GEMS permet :

- Chargé des modèles avec des débits de ruissellement liés aux événements de précipitation, en s'appuyant sur les répartitions pluviométriques prédéfinies ou des événements de précipitation personnalisés. Les flux de ruissellement sont modélisés et calibrés grâce à différentes méthodes : RTK, SCS, Méthode rationnelle modifiée, EPA-SWMM ou hydrogrammes génériques définis par l'utilisateur. La méthode RTK intégrée dans Sewer GEMS permet transférer les précipitations en charges d'eaux usées saisonnières ;
- Afficher et personnaliser la bibliothèque d'ingénierie des charges (temps sec) en incluant de multiples charges typiques fonction de la population, de la superficie, du nombre et du débit ;
- Saisir et enregistrer un nombre illimité de courbes de débit pour modéliser précisément les variations sur une journée ;
- Résoudre les problèmes de conception et d'exploitation des réseaux d'eaux usées, notamment de ceux qui sont alimentés directement comme les réseaux d'assainissement pour lesquels les calculs hydrologiques sont importants et les débordements, une priorité.
- Procéder à la gestion des charges sanitaires par rapport aux :
 - Apports liés aux événements pluvieux (par infiltration et ruissellement) ;
 - Débits d'orage et des infiltrations dans les canalisations. [10].

I.3.3 MIKE URBAN 2011 (développé par DHI Water & Environnement) :

MIKE URBAN est un logiciel professionnel pour la modélisation avancée des réseaux de distribution d'eau potable ainsi que des réseaux des eaux usées et/ou pluviales, le tout dans la même interface intégrée GIS. Cette interface **MIKE URBAN** a été baptisée « Gestionnaire de modèles ».

Les différentes fonctionnalités de **MIKE URBAN** en matière de modélisation hydraulique ainsi que son architecture modulaire sont présentées dans la figure ci-dessous.

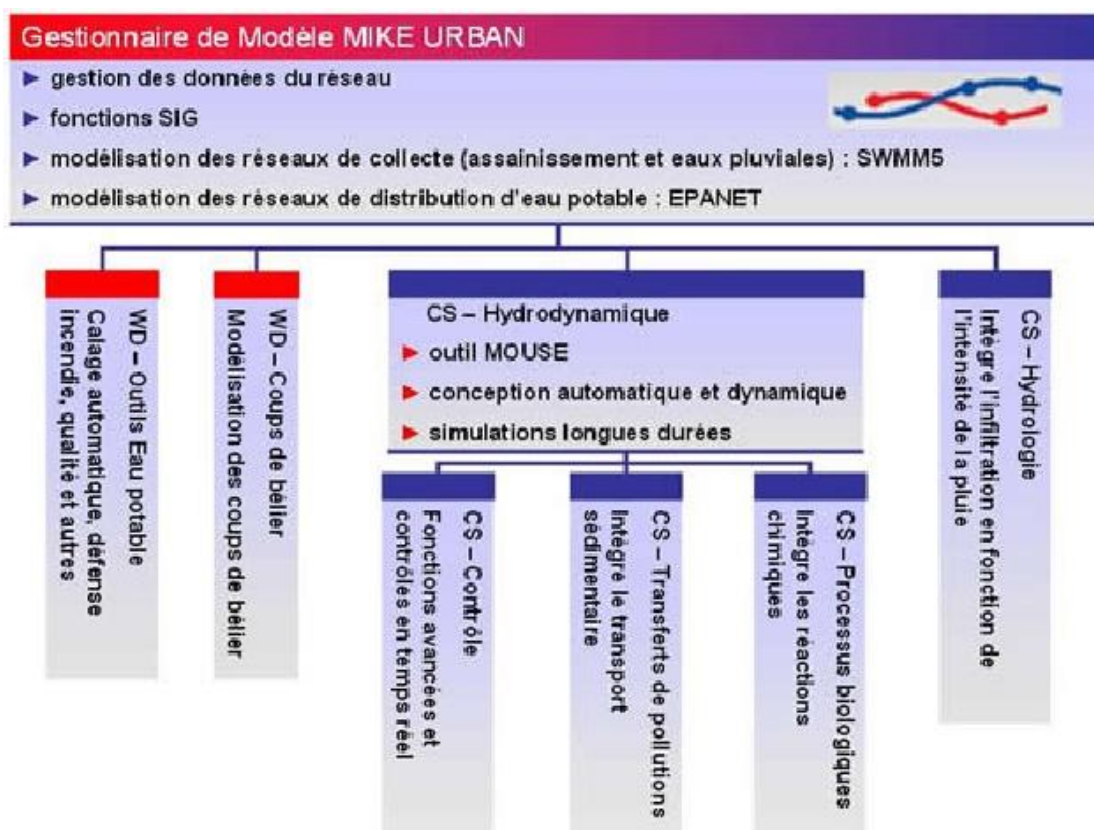


Figure I.01 : *Gestionnaire de modèle MIKE URBAN*

MIKE URBAN intègre des plateformes de calculs existants dans une interface utilisateur et un système de gestion des données complètement nouveaux. Les p de calculs de **MOUSE**(DHI), **MIKE NET** (EPANET, US EPA) et **MIKE SWMM** (SWMM5, US EPA) sont des outils largement répandus et réputés pour leur efficacité et leur stabilité.

Les principaux avantages de **MIKE URBAN** par rapport aux outils de modélisation traditionnels sont les formats de données standards, l'interface utilisateur unique intégré sous GIS et la gestion GIS des données.

L'outil **MOUSE** 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 pressurisés.

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...

MOUSE comporte deux modèles :

- 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 ;
- 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...).

En général, les utilisateurs trouvent l'interface de **MIKE URBAN** conviviale et puissante. Elle permet de saisir, sous forme tabulaire et graphique, les données d'entrée ainsi que de les modifier. **MIKE URBAN** permet de visualiser les résultats d'une simulation sous forme d'animations, de vues en plan, de profils en long, de séries temporelles, de courbe de tarage, etc.

Acquisition du logiciel : le Gestionnaire de Modèle est la base du logiciel. Les modules CS sont optionnels (on peut les acheter selon les besoins) :

- CS Hydrodynamique – pour simuler l'écoulement dans les réseaux;
- CS Hydrologie – définition des débits à partir des données pluviométriques ;
- CS Contrôle – régulation des structures de contrôle telles que les barrages, les pompes, les vannes, etc. ;
- CS Transferts de pollution – transport de sédiments et de pollution;
- CS Processus biologiques – processus biologiques et chimiques (DO, BOD/COD, bactérie, septicité : H₂S).

Possibilité d'essayer le programme pendant 1 mois.

License : 1 clé, illimitée en termes de temps. Mais pour la maintenance et support technique est incluse pour la première année. [10].

I.3.4 HYDROUTI :

Hydrouti constitue une boîte à outils destinée aux projeteurs en assainissement, hydrologie et hydraulique. Il comporte un ensemble de modules de calcul quasi-indépendants, dans la mesure où il est possible de faire appel à des données ou résultats d'autres modules.

Bien qu'ayant pour objectif une aide au dimensionnement des ouvrages spéciaux les plus courants (bassin de rétention, déversoir, etc.), la boîte à outils dispose de modules permettant le calcul des données "amont" nécessaires.

I.3.4.1 Modules Hydrologie, hydraulique :

- Calcul des débits d'un bassin versant ;
- Calcul d'un écoulement en chute ;
- Calcul d'un écoulement en siphon ;
- Calcul d'une station de pompage (version 1.1) ;
- calcul d'un écoulement dans une canalisation circulaire.

I.3.4.2 Modules Traitement qualitatif :

- Calcul d'un déversoir d'orage à crête haute ;
- Calcul d'un déversoir d'orage à ouverture de radier (version 1.1) ;
- Calcul de bassin de dessablement ou décantation ;
- Calcul de bassin de stockage restitution.

I.3.4.3 Modules Traitement quantitatif :

- Calcul de bassin de rétention d'eau pluviale. [10].

I.3.5 SWMM (développé par EPA) :

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

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

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

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

- Gérer des réseaux de drainage de taille illimitée ;
- Utiliser une grande variété de conduites fermées et ouvertes (formes standard) ainsi que les formes naturelles ;
- Modèle des éléments spéciaux tels que le stockage des unités de traitement / diviseurs de débit, pompes, barrages, et des orifices ;

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

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

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

- Conception et dimensionnement des composants du système de drainage pour le contrôle des inondations ;
- Concevoir des stratégies de contrôle pour minimiser les débordements des réseaux unitaires;
- Évaluer l'impact des débits affluents et d'infiltration sur les débordements des collecteurs. [10].

Remarque :

Tenant compte de notre thèse, nous allons nous intéresser plus profondément au modèle *EPASWMM 5* pour les réseaux d'assainissement car nous en aurons besoins dans le chapitre suivant.

Tableau 01: Comparaison des modèles :

	EPA SWMM	MIKE URBAN	Aqua CAD	HYDROUTI	MOUSE	Sewer GEMS	Sewer CAD	Info Works	CANOE	FLUPOL-MOSQUITO
Domaines d'application										
Possibilités d'analyse de qualité de l'eau	O	O	N	N	N	N	N	O	O	O
Aptitude à établir des liens avec les bases de données d'autres logiciels	N	O	O	O	O	O	O	O	O	O
Liens vers les systèmes d'information géographique (SIG)	O	O	N	O	O	O	N	O	N	N
Documentation d'aide à l'utilisation										
Edition des messages de diagnostic	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
Service d'aide en ligne	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
Capacité d'Affichage graphique										
Annotation claire des composantes du modèle	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
Capacités de mise en page	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
Graphisme / profilage des composants de système / Résultats du modèle	O	O	N	O	O	O	O	O	O	N
Facilité d'utilisation										
Capacités de gestion scénarios	N	N	N	N	N	N	O	N	N	N
Environnement Windows	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O

➤ **O** = Oui ; **N** = Non

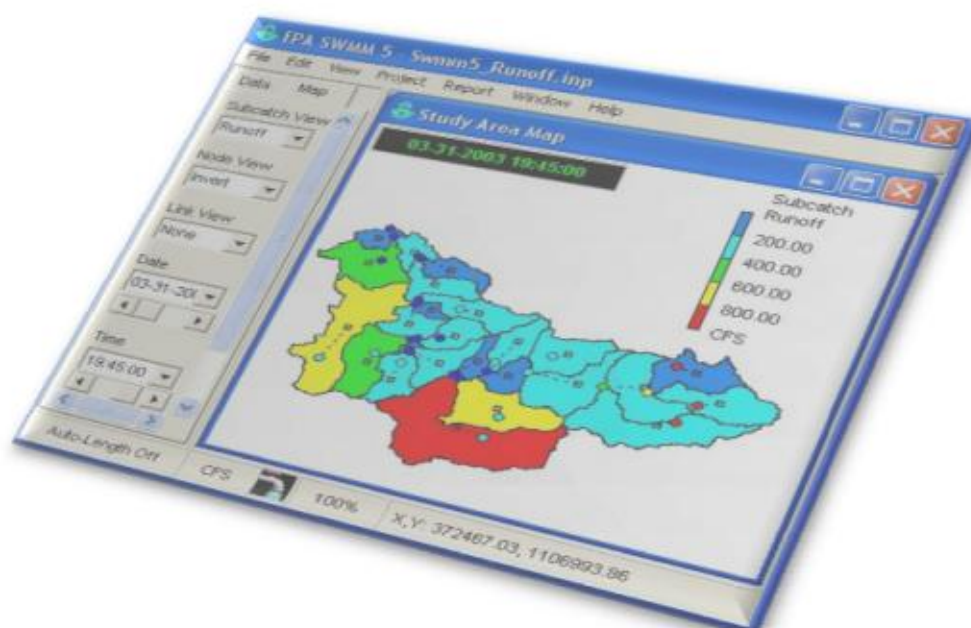
Conclusion :

En général, l'accumulation des polluants sur les bassins versants en milieu urbain est modélisée en appliquant la relation exponentielle, plus facile à résoudre du point de vue analytique. Cette expression est intégrée, notamment dans les programmes **FLUPOL-MOSQUITO**, **Info Works**, **MOUSE** et **SWMM**.

Chapitre II
Présentation et Analyse de modèle
SWMM 5

Introduction

EPA SWMM 5 est un logiciel orienté sur les précipitations et les égouts, soit par simulation de précipitation et d'écoulement lors d'un événement ponctuel, soit par simulation continue de la quantité et de la qualité d'écoulement, principalement dans les zones urbaines.



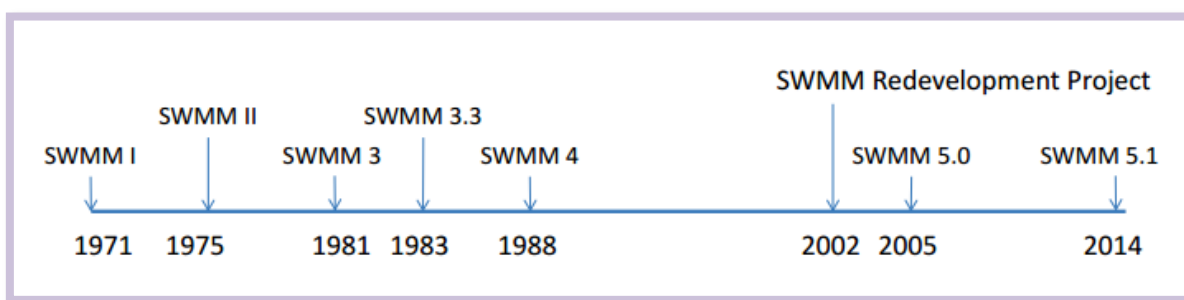
II.1 Historique :

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

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

- Dessiner et modéliser les bassins versants et sous bassins versants élémentaires de la zone étudiée ;
- Dessiner et modéliser le réseau d'assainissement en conduites ou en surface, ainsi que l'ensemble des ouvrages hydrauliques ;
- Réaliser un diagnostic hydraulique du réseau ;
- Etudier les flux de polluants dans le réseau.

Son interface ergonomique permet de visualiser facilement les résultats des calculs et de les exporter vers tous types de supports informatiques (tableurs, base de données, SIG).



II.2 Objectif :

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

II.3 Utilités :

SWMM est capable d'évaluer les caractéristiques quantitatifs et qualitatifs, ruissellement au sein de chaque sous bassin, le débit, la profondeur du courant et de la qualité de l'eau dans chaque tube et le canal.

II.4 Limite :

Les avantages et les limites du l'EPASWMM :

- Intégration dans Auto CAD ;
- Exportation vers Google Earth ;
- La gestion des scenarios ;
- Estimation de la population ;
- Les données hydrauliques avancées ;
- Pas de version Française...

II.5 Installation D'EPA SWMM :

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

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

II.6 Présentation de l'exemple :

Le but est de modéliser le fonctionnement du réseau d'assainissement pluvial d'une zone résidentielle de 4,86 ha. Ce réseau schématisé sur la figure 1 ci-dessous comprend les objets suivants :

- 3 sous bassins versants (**Subcatchments**) S1 à S3,
- 4 collecteurs (**Conduits**) C1 à C4
- 4 nœuds de jonction (**Junctions**) J1 à J4
- 1 exutoire (**Outfalls**) Out1

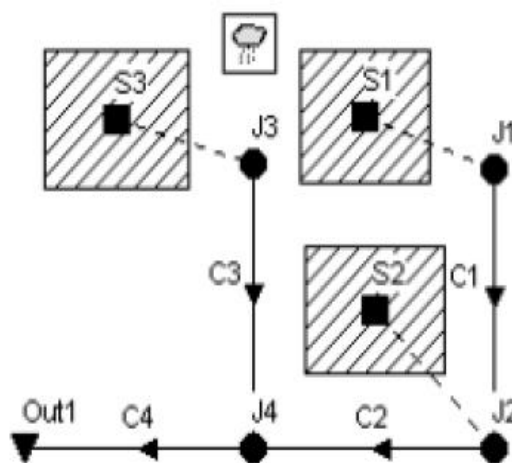


Figure II.01: schéma du réseau

A. Les étapes de la modélisation seront :

- 1) Création des objets sur le plan (**Study Area Map**) et entrée des données de chaque objet (**Properties**) ;
- 2) Simulation de la réponse quantitative du système à un événement pluvieux ponctuel de 76,2 mm en 6 heures.

B. Création d'un nouveau projet :

La première tâche consiste à créer un nouveau projet SWMM, lui donner un titre et à l'enregistrer dans un fichier de sauvegarde. Pour cela :

- 1) Exécuter EPA SWMM et sélectionner **File >> New** dans la barre de menu principal pour créer un nouveau projet ;
- 2) Sélectionner la rubrique " **Title / Notes** " dans l'explorateur de données à gauche de l'écran ;
- 3) Dans la fenêtre qui apparaît alors, taper " **Exercice d'initiation** " comme titre de projet.
- 4) Dans le menu, sélectionner **File >> Saves as** ;
- 5) Dans la boîte de dialogue, sélectionner un dossier et un nom de fichier sous lequel enregistrer le projet ;
- 6) Enregistrer le projet dans le fichier.

Au fur et à mesure de la saisie des données, il faudra penser à enregistrer régulièrement les modifications.

Ensuite, nous allons choisir et renseigner certaines options par défaut. En effet l'utilisation de ces options par défaut nous simplifiera plus tard le travail.

- 1) Sélectionner **Project >> Defaults** pour ouvrir la boîte de dialogue des options par défaut du projet.
- 2) Dans le tableau de l'onglet **ID Label**, renseigner la colonne **ID Prefixes** comme indiqué sur la figure 2. Cela aura pour effet d'étiqueter chaque objet avec un Identifiant composé d'un préfixe et d'un numéro automatique.

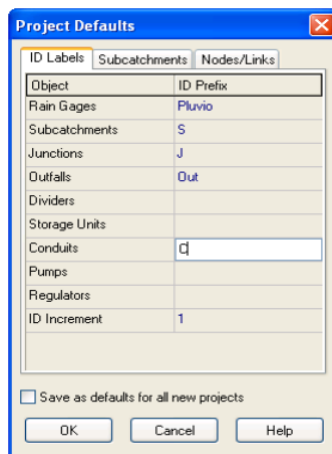


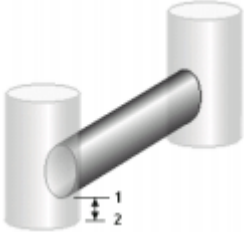
Figure II.02: Étiquetage des objets

3) Dans l'onglet **Subcatchments**, entrer les valeurs suivantes :

Property	Unité SI	Signification	Valeur à rentrer
Area	ha	Surface du bassin versant	1.62
Width	m	Paramètre du modèle de ruissellement (modèle de l'onde cinématique ¹) : largeur du canal rectangulaire auquel est assimilée la surface du BV pour y calculer la vitesse de ruissellement selon la formule de Manning-Strickler. C'est le rapport de la surface du BV à la longueur du BV. Cette longueur est obtenue en considérant la moyenne de plusieurs parcours hydrauliques sur la surface du BV. Elle doit refléter, davantage les écoulements lents sur les surfaces perméables que les écoulements rapides sur les surfaces imperméables. C'est un paramètre de calage.	122
% Slope	%	Pente moyenne du bassin versant	0.5
% Imperv	%	Pourcentage de surface imperméable sur le BV	50
N imperv	$s/m^{1/3}$	Coefficient de Manning- Strickler ² pour les surfaces imperméables	0.01
N-perv	$s/m^{1/3}$	Coefficient de Manning- Strickler pour les surfaces perméables	0.1
Dstore- Imperv	mm	Hauteur d'eau stockée sur les surfaces imperméables du BV (dépressions du sol, interception par la végétation, mouillage des surfaces)	1.3
%Zero- Imperv	%	Pourcentage de la surface imperméable dépourvue de stockage dans les dépressions du sol	25
Infil. Model		Modèle d'infiltration : Trois modèles sont disponibles : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Horton ▪ Green Ampt ▪ courbes SCS 	Green- Ampt
- Suction Head	mm	Potentiel de succion ou potentiel matriciel capillaire au niveau du front d'humidification (cf.explication Green-Ampt en Annexe)	89
Conductivity	mm/h	Conductivité hydraulique en milieu saturé	12.7
Initial Deficit	fraction	Déficit Initial : variation de la teneur en eau du sol ($\theta_f - \theta_i$) : teneur en eau finale (à saturation) - teneur en eau initiale	0.26

4) Dans l'onglet **Nodes / Links**, entrer les valeurs suivantes :

Property	Unité SI	Signification	Valeur à rentrer
Node Invert	m	Cote inférieure du nœud (cote du radier du regard de jonction)	0
Node Max. Depth	m	Profondeur Maximale du Nœud : distance verticale entre le radier du regard de jonction et le terrain naturel	0
Node Poned Area	m ²	Surface d'eau stockée au dessus du nœud après débordement. Si l'option de calcul correspondante est activée, le volume de débordement est stocké puis évacué par le réseau lorsque celui-ci en a retrouvé la capacité.	0
Conduit Length	m	Longueur de la conduite	120
Conduit Geometry		Géométrie de la conduite	
- Barrels		Nombre de conduites en parallèle	
- Shape		Forme de la section	CIRCULAR
- Max. Depth	m	Hauteur d'eau maximale dans la section (diamètre pour une section circulaire)	0.3
Conduit Roughness	$s/m^{1/3}$	Rugosité de la conduite au sens de Manning-Strickler	0.01

Flow Units		Unités de débit. Choisir une unité métrique (CMS : m ³ /s, LPS : L/s, MLD : 1000 m ³ /j) implique que toutes les autres grandeurs du logiciel sont exprimées en unités métriques. Les valeurs déjà rentrées ne sont pas automatiquement converties lorsque l'on change de système d'unités.	CMS
Link Offsets		<p>Décalage du collecteur par rapport au fond du regard. La position du radier du collecteur peut être indiquée sous forme d'une hauteur au dessus du fond du regard (DEPTH) = distance entre les points 1 et 2) ou sous forme d'une cote absolue (ELEVATION) = cote absolue du point 1</p> 	DEPTH
Routing Model		<p>Modèle de transfert. Trois modèles sont disponibles :</p> <p>Steady Flow : Écoulement permanent et uniforme dans chaque tronçon et à chaque pas de temps (Translation simple des hydrogrammes)</p> <p>Kinematic Wave : Modèle de l'onde cinématique</p> <p>Dynamic Wave : Modèle de l'onde dynamique (Résolution des équations de Barré de Saint Venant)</p>	Kinematic Wave

- 5) Cliquer sur **OK** pour accepter ces choix et fermer la boîte de dialogue. Pour appliquer ces choix à tous les futurs projets, cocher la case "Save as defaults for all new project".

Dans l'étape suivante, nous allons activer les options d'affichage pour que les symboles et les noms des objets s'affichent automatiquement sur le plan au fur et à mesure de la création des objets, et pour que les conduites portent des flèches indiquant le sens de l'écoulement :

- 1) Sélectionner **Tools >> Map Display Options** pour faire apparaître la boîte de dialogue des options d'affichage du plan.
- 2) Sélectionner la rubrique **Subcatchment** et choisir **Diagonal** pour **Fill Style**. Ceci aura pour effet de représenter les bassins versants sous forme d'un polygone hachuré diagonalement.
- 3) Sélectionner la rubrique **Node** et choisir une taille de symbole (**Node Size**) de 5.
- 4) Sélectionner la rubrique **Annotations** et cocher les cases **SubCatch IDs**, **Node Ids** et **Link Ids** pour faire s'afficher sur le plan les noms des bassins versants, des noeuds et des conduites.

Laisser toutes les autres cases non cochées.

- 5) Enfin, sélectionner la rubrique **Flow Arrows** et choisir **Filled** pour **Arrow Style**. Ceci aura pour effet de dessiner des flèches pleines.
- 6) Cliquer sur **OK** pour accepter ces choix et fermer la boîte de dialogue.


Avant de dessiner les objets sur le plan, il faut spécifier ses dimensions :

- 1) Sélectionner **View >> Dimensions** pour faire apparaître la boîte de dialogue des dimensions du plan.
- 2) Pour cet exemple, conserver les valeurs par défaut.

Enfin, dans la barre d'état, en bas à gauche de la fenêtre principale, s'assurer que l'option **Auto-Length** est bien sur Off. (Cette option lorsqu'elle est activée permet de calculer automatiquement les longueurs de conduites sur un plan établi en coordonnées réelles).



C. Dessin des objets :

A présent nous allons ajouter des éléments au plan du projet en commençant par les bassins versants :

- 1) Cliquer sur le bouton  de la barre à outils des objets pour commencer à dessiner des bassins versants. (Si cette barre à outils n'est pas visible, sélectionner **View >> Toolbar >> Object** pour la faire apparaître). Le pointeur de la souris prend alors la forme d'un crayon.
- 2) Déplacer le pointeur de la souris sur le plan jusqu'à l'emplacement d'un des sommets du périmètre du bassin versant S1 et cliquer (clic gauche).
- 3) Faire de même avec les autres sommets et faire un clic droit (ou appuyer sur Entrée) pour fermer le périmètre et créer ainsi le bassin versant S1. Appuyer sur ESC pour annuler le dessin d'un bassin versant en cours de saisie. Noter que si nécessaire, il sera possible par la suite de modifier ou de déplacer le bassin versant.
- 4) Répéter l'opération pour les bassins versants S2 et S3.

Observer comment les objets est automatiquement étiquetés à mesure qu'ils sont créés.

La prochaine étape consiste à dessiner les nœuds de jonctions et l'exutoire du réseau :

- 1) Cliquer sur le bouton  de la barre à outils des objets pour commencer à dessiner des nœuds de jonction.
- 2) Déplacer le pointeur de la souris sur le plan jusqu'à l'emplacement du nœud de jonction J1 et cliquer (clic gauche). Faire de même pour les nœuds J2 à J4.
- 3) Pour ajouter l'exutoire Out1, cliquer sur le bouton  de la barre à outils des objets, déplacer le pointeur de la souris sur le plan jusqu'à l'emplacement de l'exutoire et cliquer (clic gauche).

A ce stade, le plan doit ressembler à la figure suivante :

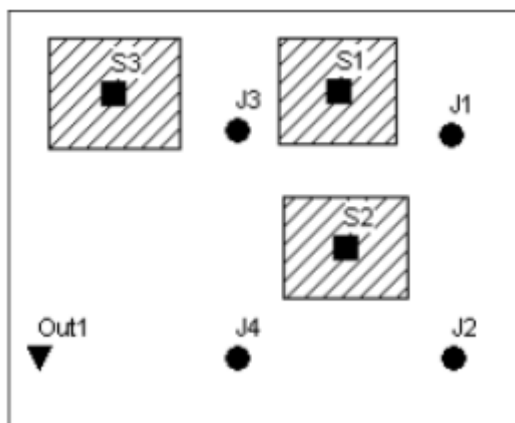



Figure II.03 : *Bassins versants et nœuds de jonction de l'exemple*

A présent, nous allons créer les collecteurs qui relient les nœuds de jonction (il faut avoir créé les nœuds avant de créer les conduites). Commençons par le collecteur C1 qui relie les nœuds J1 et J2 :

- 1) Cliquer sur le bouton  de la barre à outils des objets. Le pointeur de la souris prend alors la forme d'une croix ;
- 2) Cliquer sur le nœud J1. Le pointeur de la souris prend alors la forme d'un crayon ;
- 3) Déplacer la souris jusqu'au nœud J2. Une ligne se dessine entre les deux nœuds. Cliquer (clic gauche) pour créer le tronçon. L'opération peut être annulée en cours de saisie en cliquant sur le bouton droit de la souris ou en appuyant sur la touche ESC ;
- 4) Répéter la procédure pour les collecteurs C2 à C4.


Tous les collecteurs ont été représentés par des droites, mais il est possible de les représenter par des poly lignes dont les points intermédiaires sont créés en faisant des clic-gauche :

- 1) Pour finir, nous allons ajouter une station de mesure pluviométrique :


Cliquer sur le bouton  de la barre d'outils des objets ;

- 2) Déplacer la souris sur la carte jusqu'à l'emplacement souhaité pour la station pluviométrique et cliquer (clic gauche).

A ce stade, le dessin de tous les composants du système est terminé. Le dessin obtenu doit ressembler à celui de la figure 1. Si un objet (station pluviométrique, bassin versant ou nœud) est mal placé, il est possible de le déplacer selon la procédure suivante :

- 1) Cliquer sur  dans la boîte à outils de la carte pour activer l'outil de sélection ;
- 2) Cliquer sur l'objet à déplacer ;
- 3) Déplacer l'objet tout en maintenant le bouton de la souris enfoncé puis relâcher le bouton de la souris.

Pour modifier le contour des bassins versants :


- 1) Lorsque l'outil de sélection est actif, cliquer sur le centroïde du bassin versant à modifier. (Le centroïde est symbolisé par un carré noir à l'intérieur du bassin versant)
- 2) Cliquer sur le bouton  de la boîte à outils de la carte pour activer l'outil d'édition des sommets.
- 3) Cliquer sur un des sommets du contour du bassin versant pour le sélectionner (noter que celui-ci devient alors noir)
- 4) Déplacer ce sommet vers sa nouvelle position tout en maintenant le bouton de la souris enfoncé puis relâcher le bouton de la souris.
- 5) Si nécessaire, des sommets peuvent être rajoutés ou supprimés sur le contour d'un bassin versant en faisant un clic droit dessus et en sélectionnant l'action appropriée dans la fenêtre qui apparaît.

Cette même procédure peut-être utilisée pour modifier la forme d'un collecteur.

D. Renseigner les propriétés des objets :

A mesure que les objets sont dessinés, SWMM leur affecte des propriétés par défaut. Pour modifier le contenu ou la valeur d'une propriété spécifique d'un objet, il faut appeler l'éditeur de propriétés de cet objet (cf. figure 4). Il y a différentes façons de procéder :

Si l'éditeur de propriétés est déjà visible, il suffit de cliquer sur l'objet sur la carte ou de sélectionner dans la liste des données à gauche de la carte. Si l'éditeur de propriétés n'est pas visible, on peut le faire apparaître grâce à l'une des actions suivantes :

- Double cliquer sur l'objet sur la carte ;
- Faire un clic droit sur l'objet et choisir l'option « **properties** » dans la fenêtre qui apparaît ;
- Sélectionner l'objet dans la liste des données à gauche de la carte et cliquer sur le bouton  de l'explorateur de données.

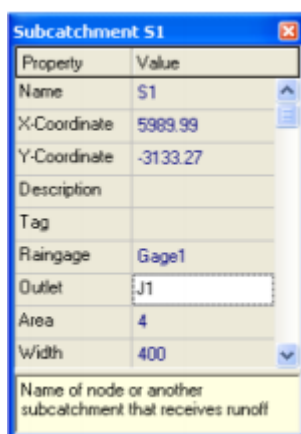


Figure II.04: Editeur de propriétés

Lorsque la fenêtre de l'éditeur de propriétés est active, il suffit de cliquer sur **F1** pour obtenir une description plus détaillée des propriétés listées.

Deux propriétés doivent être renseignées pour les bassins versants : la station de mesure pluviométrique qui décrit les précipitations sur le bassin versant ainsi que le nœud du réseau qui reçoit l'eau ruisselant sur le bassin versant. Mais puisque ici tous les bassins versants utilisent la même station pluviométrique, nous pouvons utiliser une méthode permettant d'affecter cette propriété à tous les bassins versants à la fois :

- 1) Dans le menu principal, sélectionner **Edit >> Select All** ;
- 2) Ensuite sélectionner **Edit >> Group Edit** pour faire apparaître la boîte de dialogue d'édition de groupe (cf. figure 5) ;
- 3) Choisir **Subcatchment** pour le type d'objet à sélectionner, **Rain Gage** comme propriété à éditer et taper « **Pluvio1** » comme nouvelle valeur ;
- 4) Cliquer sur **OK** pour affecter la station pluviométrique « **Pluvio1** » à tous les bassins versants. Une boîte de dialogue apparaît alors, signalant que les trois bassins versants ont été modifiés. Choisir « **No** » pour ne pas continuer l'édition.

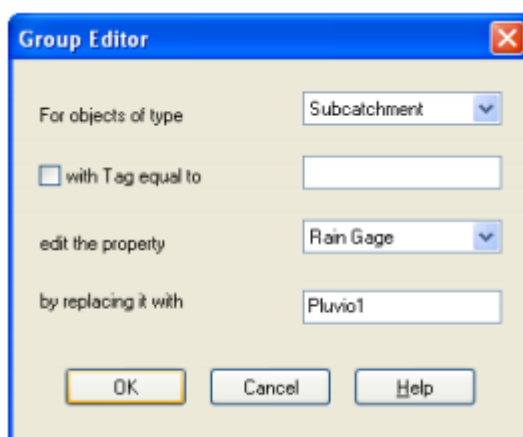



Figure II.05: Editeur de groupe

Comme chaque bassin versant a un nœud exutoire différent, on doit maintenant procéder pour chaque bassin versant de la façon suivante :

- 1) Double cliquer sur le bassin versant S1 ou le sélectionner dans la liste de données et cliquer sur  pour faire apparaître l'éditeur de propriétés ;
- 2) Taper « **J1** » dans la rubrique **Outlet** et taper **Entrée**. Remarquer qu'une ligne en pointillés s'est dessinée entre le bassin versant et son exutoire ;
- 3) Cliquer sur le bassin versant S2 et entrer « **J2** » dans la rubrique **Outlet** ;
- 4) Cliquer sur le bassin versant S3 et entrer « **J3** » dans la rubrique **Outlet**.

Nous souhaitons également considérer le fait que le bassin versant S3 est moins urbanisé que les autres. Sélectionner alors S3 dans l'éditeur de propriétés pour lui affecter un coefficient d'imperméabilisation (**%Imperv**) de **25%**.

Les cotes du radier (**Invert Elevation**) des regards ou noeuds de jonction et de l'exutoire doivent ensuite être renseignées. Comme pour les bassins versants, sélectionner individuellement les différents nœuds du système et entrer les données ci-dessous :


Nœud	Cote radié
J1	29,26 m
J2	28,35 m
J3	27,43 m
J4	26,82 m
Out1	25,91 m

Dans notre exemple, un seul des collecteurs a une propriété dont la valeur diffère des valeurs par défaut. Il s'agit du collecteur C4 dont le diamètre est de 450 mm au lieu de 300 mm. Pour changer cette valeur, sélectionner le collecteur C4 dans l'éditeur de propriétés et entrer la valeur 0,450 dans la rubrique **Max Depth**.

Pour saisir des données pluviométriques, il faut renseigner les propriétés de la station pluviométrique. Sélectionner l'objet « **Pluvio1** » dans la liste des données et éditer ses propriétés. Entrer les valeurs ci-dessous :

Property	Unité SI	Signification	Valeur à rentrer
Rain Format		Format de représentation des données pluviométriques : INTENSITY : intensité en mm/h mesurée sur chaque intervalle de temps. VOLUME : hauteur précipitée en mm mesurée sur chaque intervalle de temps. CUMULATIVE : cumul de hauteur précipitée en mm depuis le début de l'événement pluvieux.	INTENSITY
Rain Interval	h ou hh : mm	Intervalle de temps de mesure du pluviomètre.	01:00
Data Source		Source des données pluviométriques : TIMESERIES : données entrées par l'utilisateur FILE : données dans un fichier externe.	TIME
TIMESERIES			
Séries Name		Nom de la série temporelle de pluviométrie. Double cliquer pour éditer la série.	TS1
FILE			
File Name		Nom du fichier externe contenant les données.	
Station No		Numéro d'enregistrement de la station.	
Rain Units		Unité de hauteur des données pluviométriques dans le fichier externe : IN (pouces) ou MM (millimètres).	


Comme mentionné précédemment, nous allons simuler le fonctionnement du réseau pour une pluie de projet de 76,2 mm sur 6 heures. Les valeurs horaires de l'intensité de pluie vont constituer la série temporelle nommée TS1. Pour cela il faut créer un objet « **Time Séries** » et y rentrer les données :

- 1) Dans l'explorateur d'objets à gauche de l'écran sélectionner la catégorie « **Time Séries** » ;
- 2) Cliquer sur le bouton  pour faire apparaître la fenêtre de l'éditeur de série temporelle⁵(cf. figure 6) ;
- 3) Entrer « **TS1** » dans le champ « **Time Séries Name** » ;

- 4) Entrer les valeurs figurant sur la figure 6 dans les colonnes "**Time**" et "**Value**" ;
- 5) Cliquer sur le bouton "**View**", pour visualiser le graphique correspondant puis cliquer sur **OK** pour valider.

Date (M/D/Y)	Time (H:M)	Value
	0	0
	1	12.7
	2	25.4
	3	19.0
	4	12.7
	5	6.4
	6	0

Figure II.06: Editeur de séries temporelles (Time Séries)

Toutes les données du projet ayant été renseignées, enregistrer les dernières modifications en cliquant sur le bouton  ou en sélectionnant **File>>Save**.


Les données du projet ont été enregistrées dans un fichier au format texte. Il est possible de visualiser son contenu en sélectionnant la commande **Project>>Détails** dans le menu principal.

Pour ouvrir, lors d'une prochaine session de travail, un projet préalablement enregistré, il suffit de sélectionner la commande **File>>Open** dans le menu principal.

E. Réaliser une simulation

E.1 Options de simulation :

Avant de simuler le fonctionnement du réseau, il faut fixer un certain nombre de paramètres qui détermineront la façon dont sera conduite la simulation. Pour cela :

- 1) Sélectionner la rubrique "Options" dans l'explorateur de données à gauche de l'écran et cliquer sur le bouton  ;
- 2) Dans l'onglet "General" de la fenêtre qui apparaît, vérifié que les cases "**Rainfall/Runoff**" et "**Flow Routing**" de la rubrique "**Process Models**" sont cochées (pour réaliser respectivement la transformation pluie/débit sur les bassins versants et pour modéliser l'écoulement dans le réseau). Dans la rubrique "**Routing Model**", cocher la case "**Kinematic Wave**" pour simuler l'écoulement dans le réseau selon le modèle de transfert de l'onde cinématique. Dans la rubrique "**Infiltration Model**", la case "**Green Ampt**" doit être cochée et dans la rubrique "**Miscellaneous**", toutes les cases doivent être décochées.

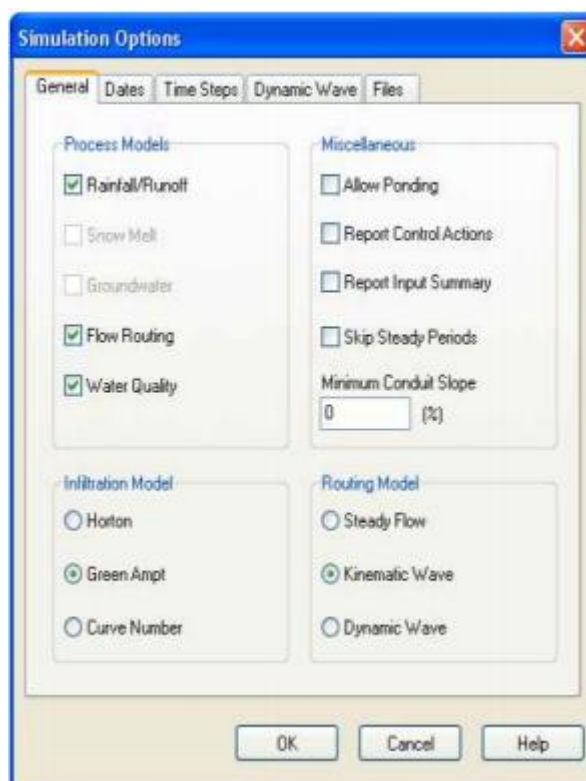


Figure II.07: Options de simulation

Options de la rubrique Routing Model	Signification
Steady Flow	<p>Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme</p> <p>Modèle le plus simple possible qui considère à chaque pas de temps de calcul, que l'écoulement est permanent et uniforme. Les hydrogrammes entre l'entrée et la sortie des conduites, ne subissent alors ni décalage dans le temps, ni amortissement.</p> <p>Ne peut représenter ni les effets de stockage de l'eau dans les réseaux, ni les phénomènes d'influences aval, ni les inversions du sens de l'écoulement, ni les écoulements en charge. Son utilisation est restreinte aux réseaux ramifiés (non maillés). Il n'est réellement utile que pour une analyse préliminaire d'écoulements variant peu dans le temps.</p>
Kinematic Wave	<p>Modèle de l'onde cinématique</p> <p>Il résout les deux équations de Barré de Saint Venant en négligeant, dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement, les deux termes d'inertie et en faisant l'approximation que la pente de la surface libre est égale à la pente du radier.</p> <p>Dès que le débit à l'entrée d'un collecteur est supérieur au débit à pleine section du collecteur, l'excédent est soit perdu, soit stocké au dessus du nœud d'entrée puis réinjecté dans le collecteur lorsque celui-ci a retrouvé sa capacité d'évacuation.</p> <p>Permet de représenter des écoulements variant à la fois dans le temps et dans l'espace, ce qui se traduit par un décalage temporel ainsi qu'un amortissement des hydrogrammes entre l'entrée et la sortie d'un collecteur.</p> <p>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).</p> <p>Utilisable avec des pas de temps de calcul relativement longs, de l'ordre de 5 à 15 minutes.</p>
Dynamic Wave	<p>Modèle de l'onde dynamique</p> <p>Résout les équations complètes de Barré de Saint Venant et produit donc théoriquement les résultats les plus précis.</p> <p>Permet de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. Lorsqu'en un nœud, la cote piézométrique dépasse la cote du terrain naturel, il y a débordement et le débit en excès est alors, soit perdu soit stocké au dessus du nœud et réinjecté dans le réseau en fonction de ses capacités d'évacuation.</p> <p>Permet de représenter les effets de stockage dans le réseau, les phénomènes d'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et les écoulements en charge. Il peut être appliqué à n'importe-quel réseau, y compris les réseaux maillés et/ou comportant des fluences.</p> <p>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.</p> <p>Requiert cependant des pas de temps de calcul beaucoup plus courts, de l'ordre de la minute, ou moins. (SWMM réduit automatiquement la durée du pas de temps choisie par l'utilisateur, afin de garantir la stabilité numérique du calcul).</p>

Options de la rubrique Miscellaneous	Signification
Allow Ponding	Autorise le modèle à prendre en compte le stockage en surface des volumes excédentaires lorsque la capacité de transit des collecteurs est dépassée.
Report Control Actions	Inclut dans le rapport de simulation, la liste des actions de contrôle ponctuelles (discrète control action) qui se produisent selon les règles de contrôle (Control Roules) définies dans projet.
Report Input Summary	Inclut dans le rapport de simulation, un résumé des données du projet.
Skip Steady Periods	Utilise, lorsque l'écoulement est permanent, les résultats du dernier calcul au lieu de procéder à un nouveau au calcul. L'écoulement est jugé permanent sur un pas de temps si le débit externe sur chaque nœud est inférieur à 15 L/s et si la différence relative entre les débits entrant et sortant du système n'excède pas 5%.
Minimum Conduit Slope	Valeur minimale autorisée pour la pente des conduites (%). Si aucune valeur n'est imposée, SWMM utilisera la valeur par défaut de 0.00035.


3) Dans l'onglet "**Dates**", fixer la fin de la simulation (**End Analysis**) à 12:00.

4) Dans l'onglet "**Time Steps**", fixer le pas de temps de calcul (**Routing**) à 60s.

Onglet "Time Steps"	Signification
Reporting	Pas de temps pour la présentation des résultats de calculs.
Runoff : DryWeather	Pas de temps de calcul des débits ruisselés à l'exutoire des bassins versants.
RunOff : WetWeather	Pas de temps de calcul de l'accumulation des polluants à la surface des bassins versants en temps sec (modèles de qualité).
Routing	Pas de temps de calcul pour la modélisation des écoulements dans le réseau.

5) Cliquer sur **OK** pour fermer la fenêtre des options de simulation.

E.2 Lancer une simulation :

Pour lancer une simulation, sélectionner **Project>>Run Simulation** dans le menu principal ou cliquer sur le bouton . En cas de problèmes lors de la simulation, un rapport de simulation apparaîtra à l'écran, décrivant les erreurs rencontrées. Une fois que la simulation s'est effectuée avec succès, il y a plusieurs manières d'en visualiser les résultats:

E.3 Consulter le rapport de simulation :

Le rapport de simulation (Status Report) contient des informations importantes sur les résultats de la simulation. Pour le consulter, sélectionner **Report>>Status** dans le menu principal. Le rapport affiché indique principalement :

- Une bonne qualité de la simulation puisque les erreurs sur la conservation de la masse (**Continuity Errors**) sont négligeables, pour le modèle de ruissellement comme pour le modèle de transfert (Runoff Quantity Continuity Error = -0,04 % et Flow Routing Continuity Error = -0,032%)
- Sur les 76,2 mm de pluie précipitée, 44,5 mm se sont infiltrés et 31,4 mm ont ruisselé.
- La rubrique des débordements aux nœuds (**Node Flooding Summary**) signale un débordement au nœud J2.
- La rubrique des surcharges des conduites (**Conduit Surcharging Summary**) signale que la conduite C2, juste à l'aval du nœud J2 a été surchargée et donc apparaît comme sous dimensionnée.

E.4 Représenter les résultats sur le plan :


Les résultats de simulation (comme certains paramètres descriptifs du réseau tels que les surfaces de bassins versants, les cotes radier des regards et les diamètres des collecteurs) peuvent être représentés sur la carte avec des couleurs fonction de leurs valeurs :

- 1) Sélectionner l'onglet "**Map**" dans l'explorateur à gauche de l'écran ;
- 2) Dans la catégorie "**Thèmes**", sélectionner les variables à visualiser pour les bassins versants, les noeuds et les conduites. Par exemple, les débits ruisselés (Runoff) pour les bassins versants (Subcatchments) et les débits (Flow) dans les collecteurs (Links).
- 3) Les légendes des couleurs s'affichent alors sur la carte. Pour supprimer ou faire apparaître ces légendes, sélectionner **View>>Legend**.
- 4) Les cadres des légendes sont déplaçables vers une autre position en maintenant le bouton gauche de la souris enfoncé.


- 5) Pour modifier une légende (couleurs et amplitude des différentes classes), sélectionner **View>>Legend>>Modify** puis la légende à modifier ou faire simplement un clic droit sur le cadre de légende. Pour voir les valeurs numériques des variables s'afficher sur la carte, sélectionner **Tools>>Map Display Option** et sélectionner la rubrique "**Annotation**". Cocher alors les cases "**Subcatchment Values**", "**Node Values**" et "**Link Values**" selon les annotations désirées.
- 6) Dans l'explorateur à gauche de l'écran, les boutons de la rubrique "**Time Period**" permettent de consulter les résultats de la simulation à différents instants.
- 7) Les boutons "**magnétoscope**" de la rubrique "**Animator**" permettent de contrôler une animation de la carte en fonction du temps.

E.5 Visualiser les résultats sous forme de graphes temporels :


Pour créer un graphique temporel à partir d'un résultat de simulation :

- 1) Sélectionner **Report>>Graph>>Time Séries** ou cliquer sur le bouton  dans la barre d'outils standard.
- 2) La boîte de dialogue qui apparaît, permet de choisir les variables à représenter en fonction du temps.

Pour notre exemple, la boîte de dialogue **Times Séries Plot** peut être utilisée pour représenter le débit dans les collecteurs C1 et C2 :

- 1) Sélectionner "Links" dans "**Object Category**"
- 2) Cocher "**Flow**" comme variable à représenter
- 3) Cliquer sur la conduite C1 (soit sur la carte soit dans l'explorateur d'objet) et cliquer sur le bouton  pour ajouter cette conduite à la liste des conduites concernées par le graphique. Faire de même avec la conduite C2.
- 4) Cliquer sur **OK** pour créer le graphique.

Une fois le graphique créé, il est possible de :

- Modifier son apparence en sélectionnant **Report>>Customize** ou en faisant un clic droit sur le graphique.
- Le copier dans le presse papier et de le coller dans un autre logiciel en sélectionnant **Edit>>Copy** ou en cliquant sur le bouton dans la barre d'outils standard.
- L'imprimer en sélectionnant **File>>Print**  ou **File>>Print Preview** (utiliser au préalable **File>>Page Setup** pour définir les marges, l'orientation de la page, etc.).

E.6 Créer un profil en long :

SWMM permet de générer des profils en long montrant comment varie la ligne d'eau dans une succession de tronçons du réseau. Créons par exemple un tel profil pour les collecteurs reliant le nœud J1 à l'exutoire général du réseau (Out1).



- 1) Sélectionner **Report>>Graph>>Profile** ou cliquer sur le bouton  de la barre d'outils standard ;
- 2) Dans la fenêtre qui apparaît (cf. figure 8), entrez J1 dans le champ "Start Node" pour indiquer le point de départ du profil, ou bien cliquer sur le nœud J1 sur la carte ou dans l'explorateur d'objets et cliquer sur le bouton .



Figure II.08: Définition du profil en long

- 3) Faire de même avec le nœud Out1 dans le champ "**End Node**"
- 4) Cliquer sur "**Find Path**". Une liste ordonnée des conduites reliant le nœud de départ au nœud d'arrivée s'affiche alors dans la rubrique "**Links in Profile**". Il est possible si nécessaire d'éditer cette liste pour la modifier.
- 5) Cliquer sur **OK** pour créer le profil montrant la position de la ligne d'eau à l'instant indiqué dans l'onglet "**Map**" de l'explorateur, à gauche de l'écran.

Lorsque que l'on évolue dans le temps en utilisant les boutons de contrôles de l'onglet "**Map**" de l'explorateur, ou en lançant une animation avec l "**Animator**", on voit évoluer la forme et la position de la ligne d'eau. On observe notamment qu'il y a débordement au nœud J2 pendant une heure, deux heures après le début de la pluie.


L'apparence du profil en long peut être modifiée et il peut être copié et imprimé, selon les mêmes procédures que pour les graphes temporels.

E.7 Réaliser une simulation avec le modèle de l'onde dynamique :

Ce modèle est plus précis que celui de l'onde cinématique mais il requiert un temps de calcul supérieur car les pas de temps doivent être beaucoup plus courts pour garantir la stabilité numérique du modèle.

Dans notre exemple, le modèle de l'onde cinématique a montré que la conduite C2 était surchargée au cours de l'épisode pluvieux. Il est donc probable qu'en se mettant en charge, elle puisse faire transiter un débit supérieur à son débit à pleine section. Le modèle de l'onde dynamique est capable de représenter cette mise en charge.

Pour réaliser une simulation selon le modèle de l'onde dynamique :

- 1) Dans l'explorateur d'objets, sélectionner la catégorie "**Options**" et cliquer sur le bouton  .
- 2) Dans la rubrique "**Routing Model**" de l'onglet "**General**", cocher "**Dynamic Wave**"
- 3) Dans l'onglet "**Dynamic Wave**" reproduire les choix de la figure 9 ci-dessous :

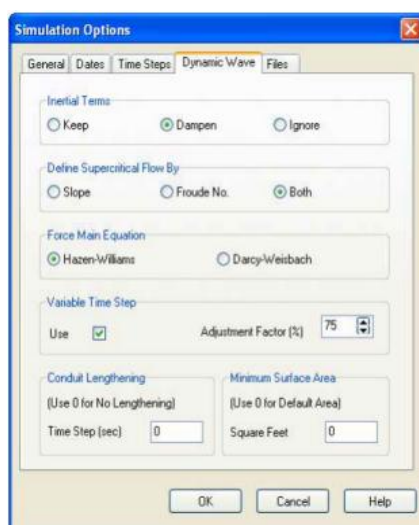


Figure II.09 : Options du modèle de l'onde dynamique

Options du modèle de l'onde dynamique	Signification
Inertial Terms	Choix du mode de traitement des termes d'inertie de l'équation de Barré de Saint Venant ⁶ : KEEP : les termes d'inertie sont pleinement conservés partout et à tout instant. DAMPEN : les termes d'inertie sont réduits lorsque l'écoulement s'approche du régime critique et sont ignorés lorsque l'écoulement devient torrentiel. IGNORE : les termes d'inertie sont ignorés partout et à tout instant, ce qui revient au modèle de l'onde diffusante.
Define SuperCritical Flow by	Choix du critère permettant de savoir que l'écoulement devient torrentiel : SLOPE : pente de la surface libre supérieure à la pente du radier FROUDE N° : nombre de Froude supérieur à 1 BOTH : l'une ou l'autre des deux conditions précédentes (recommandé)
Force Main Equation	Equation utilisée pour calculer la perte de charge unitaire dans les écoulements en charge.
Variable Time Step	USE : Utilisation ou non d'un pas de temps variable, calculé automatiquement. ADJUSTMENT FACTOR : valeur du facteur d'ajustement (ou facteur de sécurité) applicable à ce pas de temps (75% recommandé). Le pas de temps variable ne doit pas être inférieur à 0,5s ni excéder le pas de temps fixe de calcul choisi par l'utilisateur.
Conduit Lengthening Time Step	
Minimum Surface Area	Section minimale des nœuds de jonction utilisée pour le calcul des évolutions de la hauteur d'eau dans les regards. La valeur par défaut est 1,167 m ² , ce qui correspond à un regard de 4 fet de diamètre.

4) Cliquer sur **OK** et lancer la simulation.

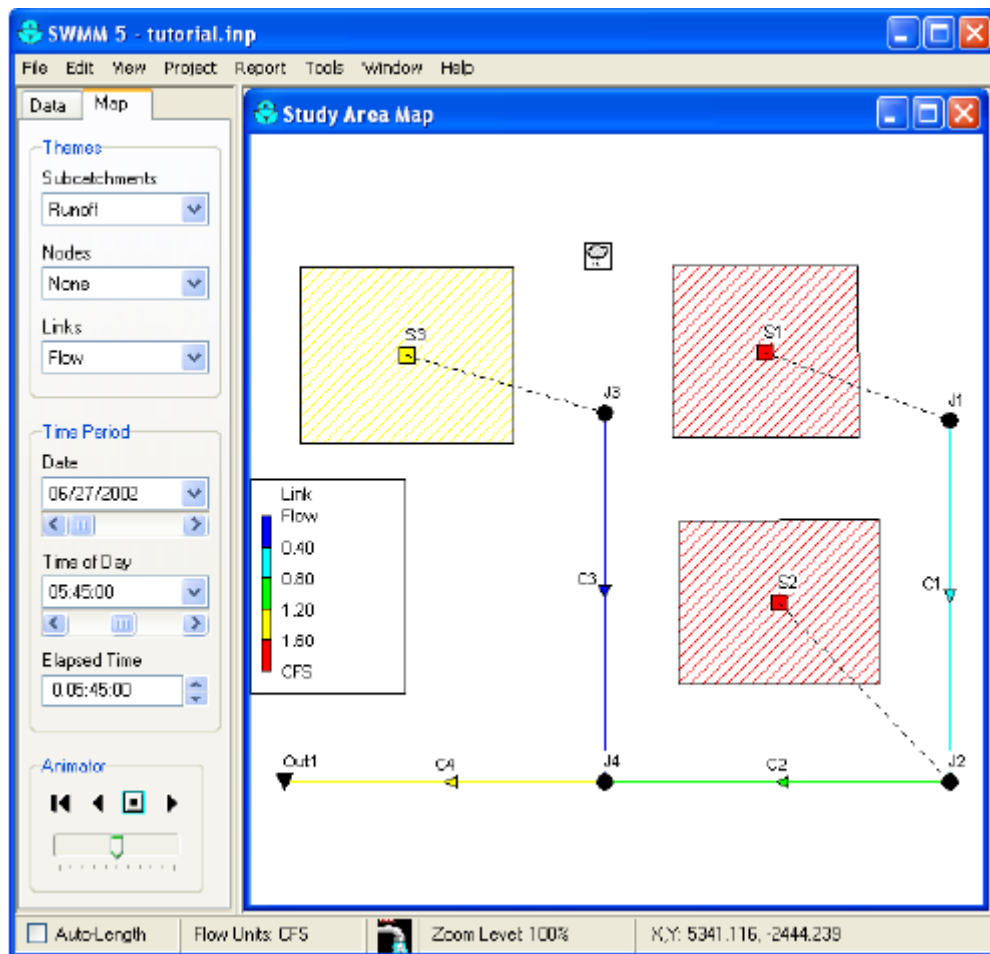


Figure II.10 : Un exemple d'affichage des résultats à code couleur de la zone d'étude

Conclusion :

EPA SWMM 5 est une solution de modélisation des réseaux d'assainissement performante et complète qui peut être personnalisée avec des plateformes et modules de modélisation additionnels au fur et à mesure de l'évolution des besoins des ingénieurs.

Chapitre III

Présentation de la zone d'étude

Introduction

La région de Ouargla souffre depuis longtemps du phénomène de la remontée des eaux de la nappe phréatique, cette remontée est due essentiellement de la surexploitation des eaux des nappes profondes, pour les besoins d'irrigation et de l'alimentation en eau potable, en plus des contraintes naturelles, telle que la topographie presque plane et l'absence d'un exutoire naturel efficace, ce qui handicap le drainage naturel de la nappe.

Présentation de la zone

III.1 Situation géographique :

Ouargla elle est située dans le sud-est de l'Algérie, au nord du Sahara algérien. Elle se situe approximativement à 750 km d'Alger. La vallée de Ouargla s'étend sur une superficie d'environ 140 000 ha.

Elle est limitée :

- Au Nord par la wilaya de Djelfa et Biskra la wilaya d'El Oued ;
- A l'Est par la Tunisie ;
- Au Sud par la wilaya de Tamanrasset et la wilaya d'Illizi ;
- A l'Ouest par la wilaya de Ghardaïa (figure. 1) (A.N.R.H, 2017).

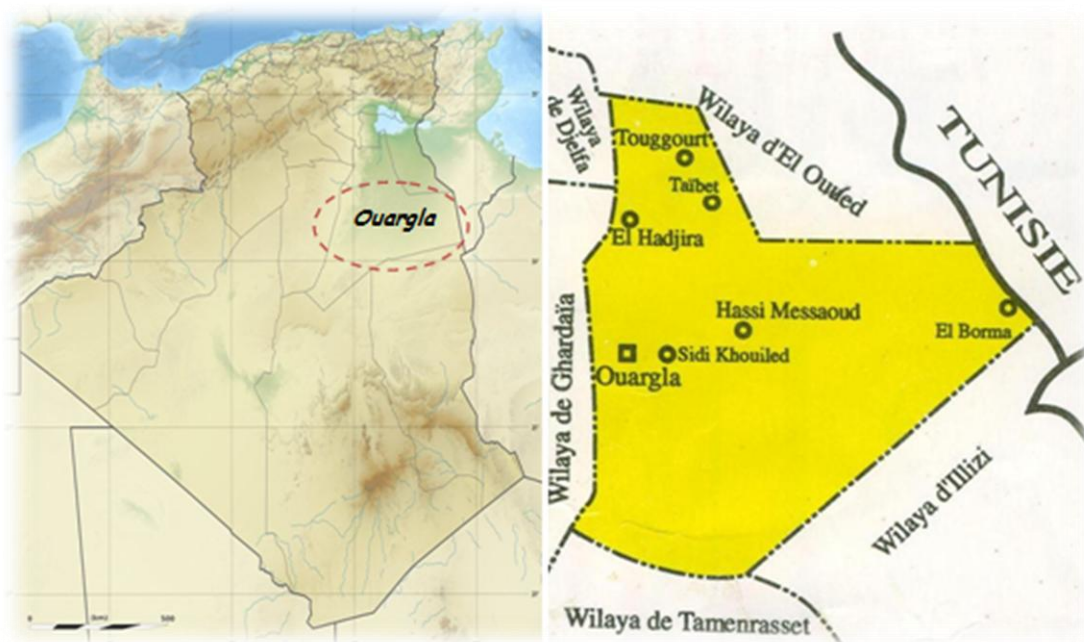


Fig. III.01 : Situation générale de la cuvette de Ouargla

La ville de Ouargla occupe le centre d'une cuvette endoréique dans la basse vallée d'Oued Mya (134 m d'altitude) appelée : Cuvette de ouargla. Elle s'étend sur une longueur de 45 km dans la direction sud-ouest, et une largeur de 2 à 5 km dans la direction nord-est.

Les coordonnées géographiques de la cuvette de ouargla sont comprises entre :

- Les longitudes 5°15' et 5°25' Est ;
- La latitude 31°55' et 32°00' Nord (A.N.R.H, 2017).

III.2 Géomorphologie :

La géomorphologie de la région est constituée des éléments suivants :

- La hamada (plateau où affleurent de grandes dalles rocheuses) Moi-Pliocène et Plio-Quaternaire : formation continentale détritique qui forme des plateaux dont l'altitude est de 200 m en moyenne (cf. fig. 2 partie ouest);
- Les formations sableuses : composées de dunes et de cordons d'erg;
- Les étendues alluviales correspondant au lit de l'oued Mya selon un axe SW-NE
- Les sebkhas : Ceux sont des dépressions qui servent d'exutoire de la nappe phréatique. La plus grande est la Sebket Safioune à l'extrémité Nord, c'est aussi le point le plus bas de la région.

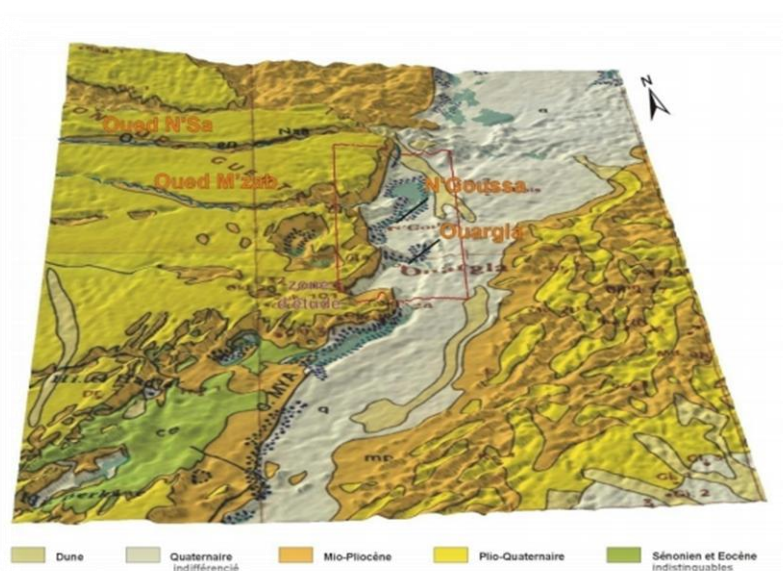


Fig. III.02 : Relief géologique de la région d'Ouargla

La cuvette de Ouargla est creusée dans les formations continentales du Miocène. Il s'agit de sables rouges et de grès tendres à stratifications entrecroisées, avec nodules calcaires, entrecoupés de niveaux calcaires ou gypseux que l'on voit affleurer sur ses bords Est et Ouest.

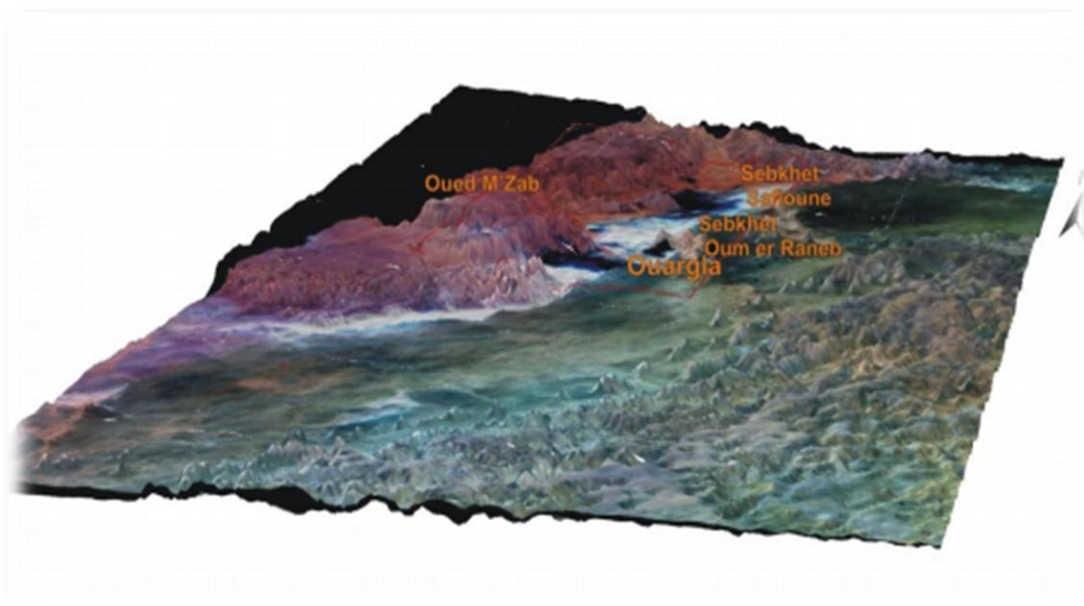


Fig. III.03 : *Image satellitaire, bandes 4, 2, 1 sur MNT*

(Les hauteurs sont fortement exagérées -)

Après son creusement, la cuvette de ouargla a été occupée par un lac au fond duquel se sont déposés des sédiments fins argileux ou d'origine chimique, craies, calcédoine et évaporites (cf. fig. 2 Quaternaire indifférencié). Un niveau charbonneux a été daté de – 17'000 ans. Des oueds, descendant de la dorsale mzabite à l'Ouest (oueds M'Zab, N'Sa, Z'gag) ou du Tadmait (oued Mya) au Sud, se déversaient dans ce lac en abandonnant leurs alluvions en larges cônes (Ank Djemel pour l'oued M'Zab) ou barrant la vallée (oueds N'Sa et Z'Gag au Nord de la Sebkhet Safioune).ou se confondront avec la cuvette comme c'est le cas pour oued MYA.

A la fin du dernier grand pluvial, le lac s'est retiré. L'oued Mya n'a pu qu'épisodiquement couler de sebkha en sebkha sans beaucoup de vigueur, son cours étant complètement coupé par les reliefs situés à l'aval de la Sebkhet Safioune où un lac se formait à nouveau à chaque période un peu pluvieuse.

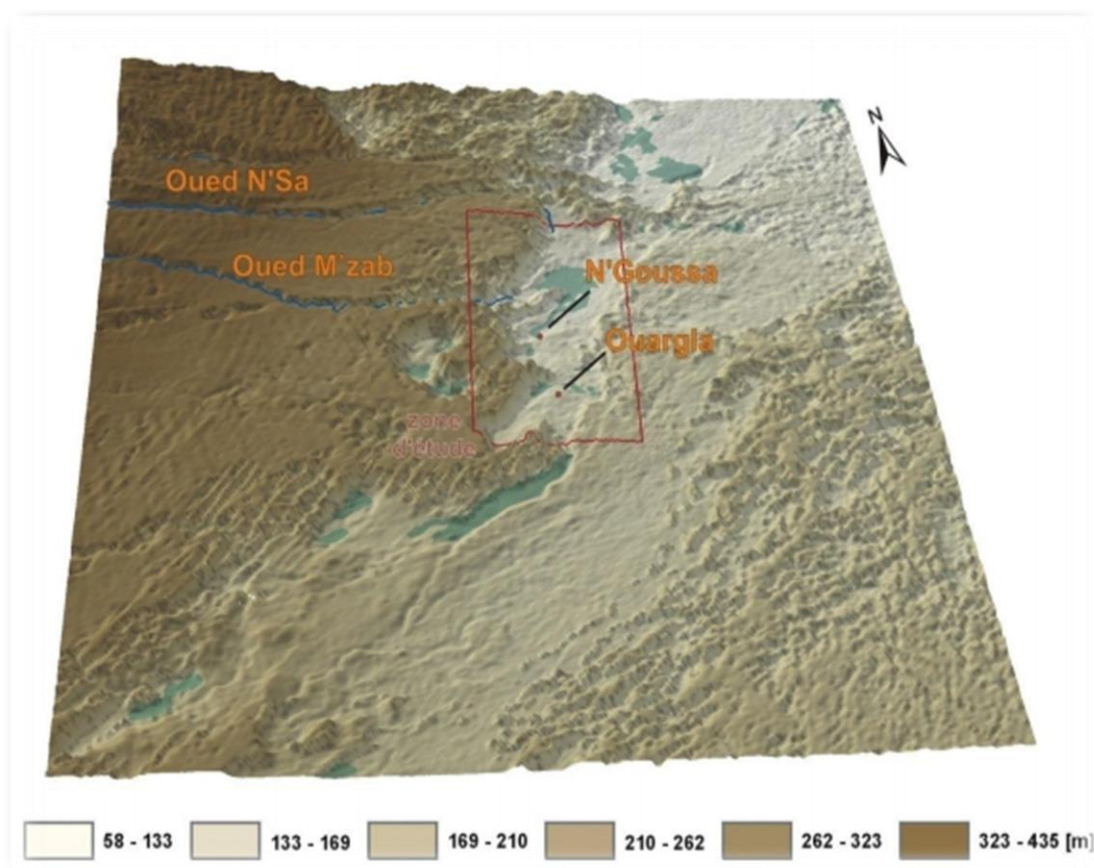


Fig. III.04 : Relief de la région de Ouargla

La cuvette de Ouargla est bien visible au centre de la zone étudiée (cf. fig. 4). Les alluvions des oueds N'Sa et Z'Gag ferment la vallée au nord de la Sebket Safioune, empêchant un écoulement vers l'aval. Cette fermeture s'est rompue dans sa partie Est et les eaux du lac ont pu s'échapper vers le nord-est, en direction de Touggourt et du Chott Melrhir.

Actuellement, les plus grandes crues de l'oued Mya s'arrêtent à 200 km à l'amont de Ouargla. Celles de l'oued M'Zab atteignent la Sebket Safioune deux fois par siècle, alors que celles de l'oued N'Sa semblent plus fréquentes.

Les travaux des archéologues confirment que la dépression de l'oued Mya n'a été drainée par des cours d'eau qu'à une période très ancienne du Quaternaire et que les sebkhas n'étaient pas fonctionnelles à l'époque néolithique car certains gisements reposent sur elles. Les sebkhas sont apparues au cours d'une période humide antérieure, vraisemblablement le dernier grand pluvial contemporain de la glaciation de Würm.

III.3 Contexte climatique :

Le climat de Ouargla est particulièrement contraste malgré la latitude relativement septentrionale. Son climat sec, désertique possède une aridité bien exprimée par des précipitations faibles et irrégulière et une sécheresse permanente (ROUVILLOIS-BRIGOL, 1975).

III.3.1 Pluviométrie :

Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 37 mm, janvier est le mois le plus Pluvieux (7.7 mm) et juillet le plus sec (0.2 mm en moyenne). Le tableau 01 donne les précipitations moyennes mensuelles sur la période (1996 - 2016).

Tableau III.01 : Précipitations moyennes mensuelles enregistrée dans la région de Ouargla sur la période (1996 – 2016 O.N.M, 2017).

1996 - 2016	<u>Jan</u>	<u>Fév</u>	<u>Mars</u>	<u>Avril</u>	<u>Mai</u>	<u>Juin</u>	<u>Juil</u>	<u>Aout</u>	<u>Sep</u>	<u>Oct</u>	<u>Nov</u>	<u>Déc</u>
PRECIPITATI EN (MM)	7.7	2.3	3.7	1.7	3.5	0.4	0.2	1.0	3.1	5.7	4.8	2.9

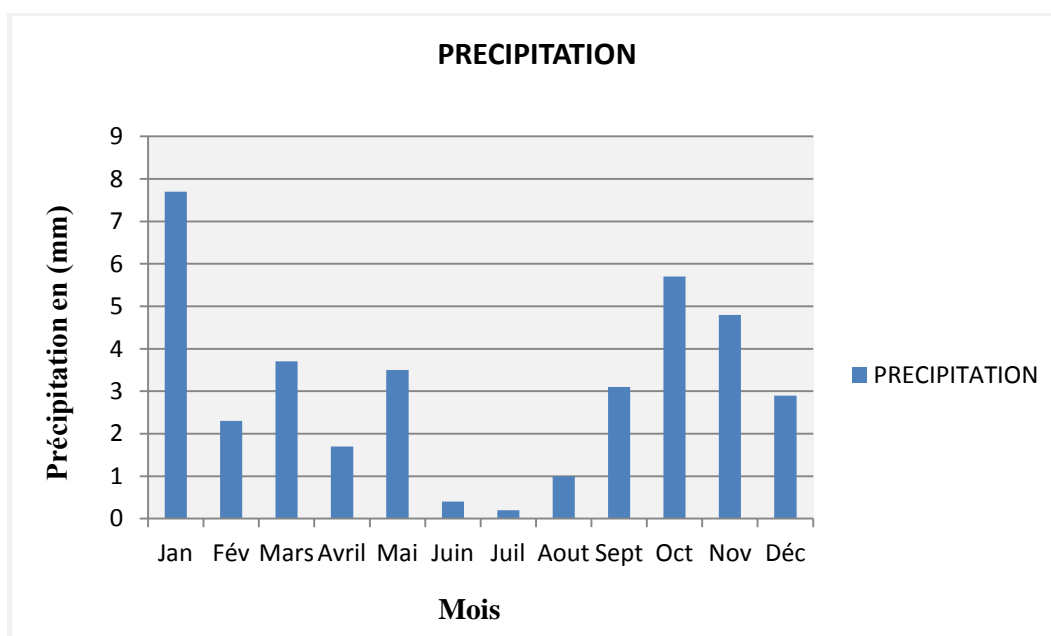


Fig. III.05 : Répartition mensuelle des pluies à Ouargla sur la période (1996 – 2016)

III.3.2 Températures :

Les températures à Ouargla sont caractéristiques du climat saharien avec des valeurs très élevées en été. La moyenne mensuelle du mois le plus chaud (juillet) dépasse 35.8°C et celle du mois le plus froid (janvier) est de 12°C (fig. 6).

Tableau III.02 : Température moyennes mensuelles enregistrée dans la région de Ouargla sur la période (1996 – 2016 O.N.M, 2017).

1996 - 2016	<u>Jan</u>	<u>Fév</u>	<u>Mars</u>	<u>Avril</u>	<u>Mai</u>	<u>Juin</u>	<u>Juil</u>	<u>Aout</u>	<u>Sept</u>	<u>Oct</u>	<u>Nov</u>	<u>Déc</u>
TEMPERATURE EN (°C)	12.0	13.7	18.0	22.8	27.8	32.6	35.8	35.2	30.7	24.7	17.3	12.8

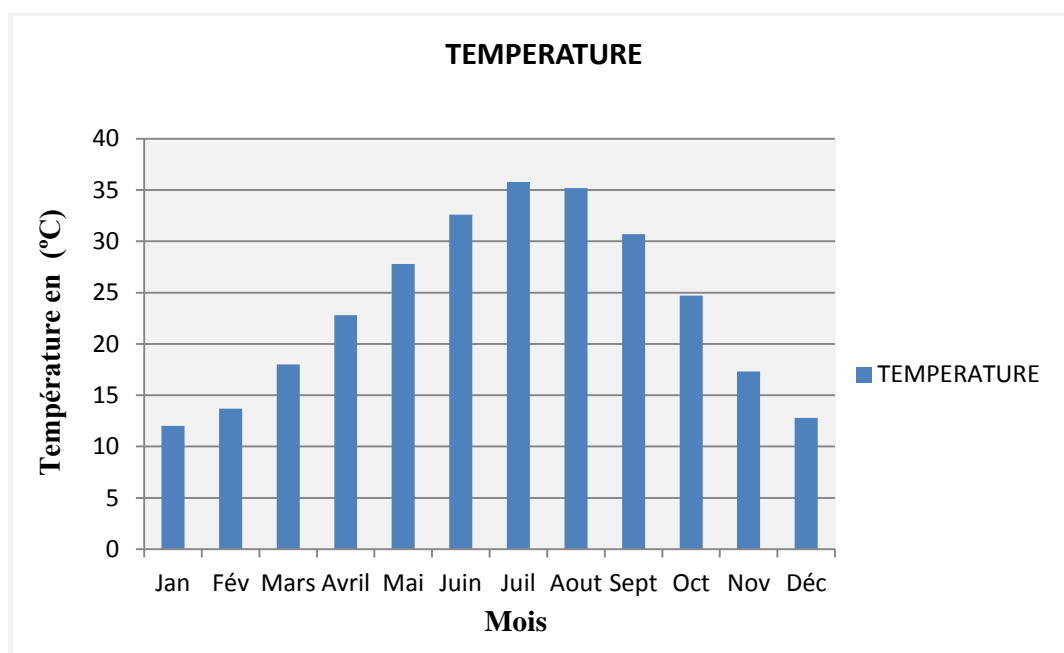


Fig. III.06 : Température moyenne mensuelle à Ouargla sur la période (1996 – 2016)

III.3.3 Evaporation :

L'évaporation est très élevée : en effet, elle est en moyenne de 93.5 mm au mois de décembre et de 452 mm au mois de juillet, soit 3046 mm annuels (Tab 03). Elle est très variable suivant les années (fig. 7), les mois.

Tableau III.03 : Evaporation moyennes mensuelles enregistrée dans la région de Ouargla sur la période (1996 – 2016 O.N.M, 2017).

1996 - 2016	<u>Jan</u>	<u>Fév</u>	<u>Mar</u>	<u>Avr</u>	<u>Mai</u>	<u>Juin</u>	<u>Juil</u>	<u>Aou</u>	<u>Sep</u>	<u>Oct</u>	<u>Nov</u>	<u>Déc</u>
EVAPORATION EN (MM)	94	129	201	261	334	401	452	420	305	225.4	131.4	93.5

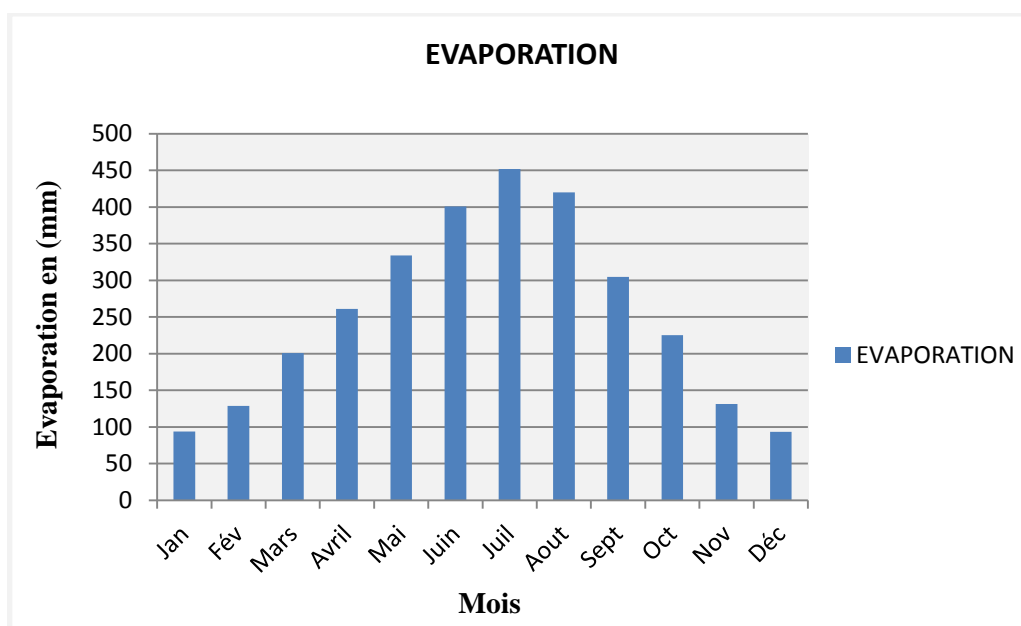


Fig. III.07 : Evaporation moyenne mensuelle à Ouargla sur la période (1996 – 2016)

III.3.4 Vent :

Les vents sont fréquents toute l'année, durant la période (1996 -2016).L'Office national de la météorologie a enregistré une vitesse moyenne annuelle de 57.17 Km/h, un maximum de 71.20 Km/h en avril et un minimum de 44.80 Km/h en décembre (Tab 04). La direction dominante des vents dans la région de Ouargla est Nord-Nord Ouest.

Tableau III.04 : Vitesses moyennes mensuelles des vents enregistrées dans la région de Ouargla durant la période (1996 – 2016 O.N.M, 2017).

1996 - 2016	<u>Jan</u>	<u>Fév</u>	<u>Mars</u>	<u>Avril</u>	<u>Mai</u>	<u>Juin</u>	<u>Juil</u>	<u>Aout</u>	<u>Sept</u>	<u>Oct</u>	<u>Nov</u>	<u>Déc</u>
VENT EN (KM/H)	51.9	55.6	59.3	71.2	68.3	54.9	62.1	58.4	58.6	51.5	49.4	44.8

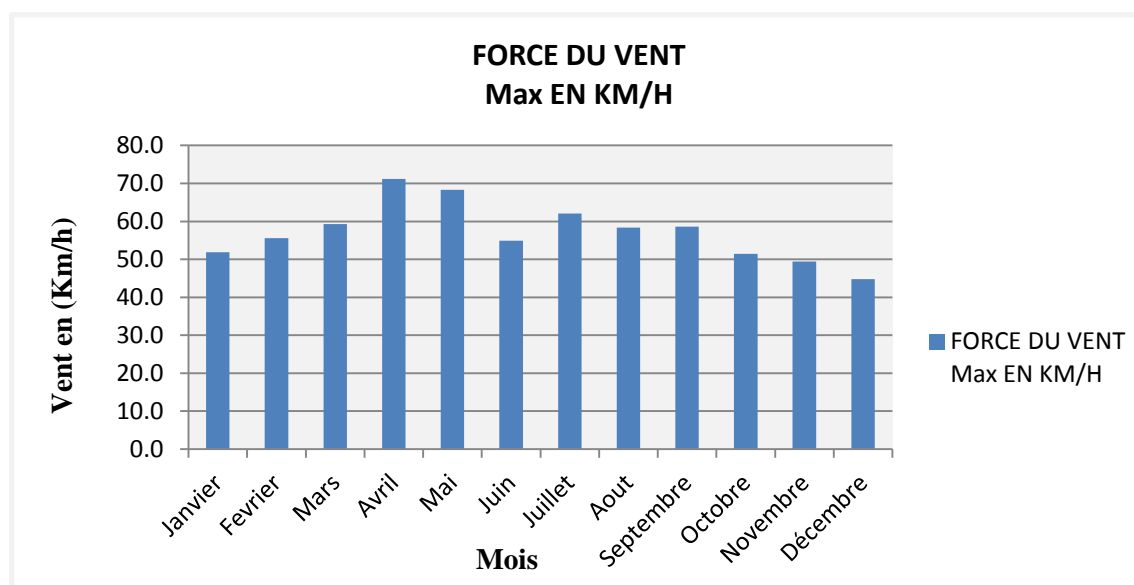


Fig. III.08 : Vitesses moyenne mensuelle de vent à Ouargla sur la période (1996 – 2016)

III.3.5 Humidité de l'aire :

Les valeurs de l'humidité relative de la région d'étude sont relativement homogènes. Les moyennes mensuelles varient entre 25.90 % et 60.70 %, sachant que la moyenne annuelle est de l'ordre de 42.93 %. Juillet est le mois le plus sec et décembre est le mois le plus humide (Tableau 05).

Tableau III.05 : Humidité relative moyenne mensuelle enregistrée dans la région de Ouargla durant la période (1996 – 2016 O.N.M, 2017).

1996 - 2016	<u>Jan</u>	<u>Fév</u>	<u>Mars</u>	<u>Avril</u>	<u>Mai</u>	<u>Juin</u>	<u>Juil</u>	<u>Aout</u>	<u>Sept</u>	<u>Oct</u>	<u>Nov</u>	<u>Déc</u>
HUMIDITE EN (%)	60.0	52.2	45.1	38.4	34.3	28.9	25.9	29.3	39.0	46.3	55.0	60.7

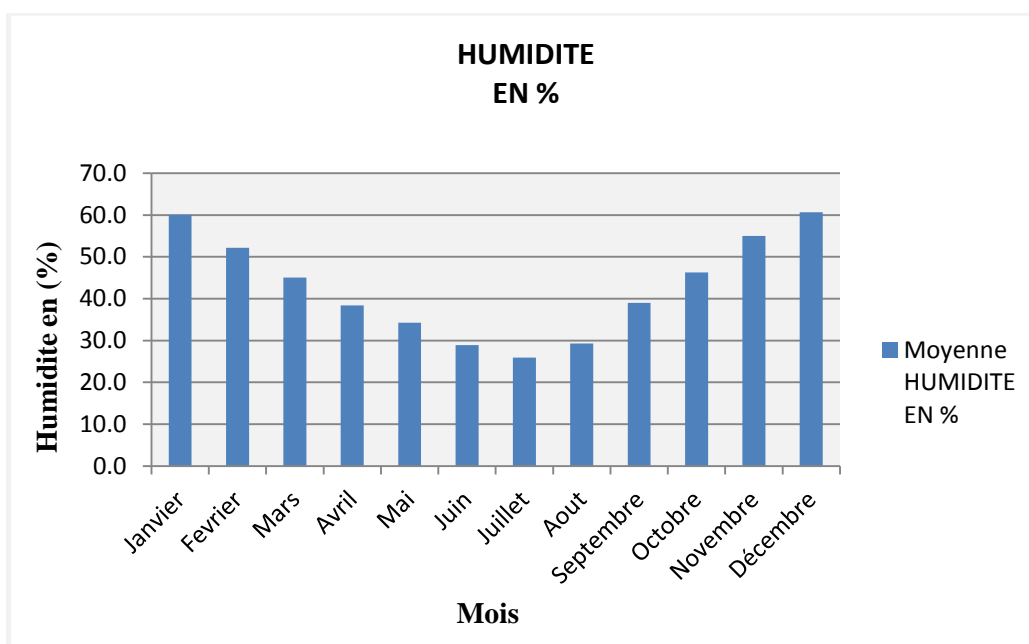


Fig. III.09 : Humidité relative moyenne mensuelle à Ouargla sur la période (1996 – 2016)

III.3.6 Durée de l'insolation :

L'insolation est la durée d'apparition du soleil .Elle varie en fonction de l'altitude qui détermine la longueur des jours et le degré d'obliquité des rayons solaires. La vallée de Ouargla reçoit une durée d'ensoleillement relativement très forte, le maximum est atteint au mois de juillet avec une durée de 315.10 heures et le minimum au mois de décembre avec une durée de 203 heures (Tableau 06).

Tableau III.06 : Insolation moyenne mensuelle enregistrée dans la région de Ouargla durant la période (1996 – 2016 O.N.M, 2017).

1996 - 2016	<u>Jan</u>	<u>Fév</u>	<u>Mars</u>	<u>Avril</u>	<u>Mai</u>	<u>Juin</u>	<u>Juil</u>	<u>Aout</u>	<u>Sept</u>	<u>Oct</u>	<u>Nov</u>	<u>Déc</u>
INSOLATION EN (Heure)	233	242	274	283.3	297.4	277.5	315.1	312.3	251.3	250.1	230.5	203

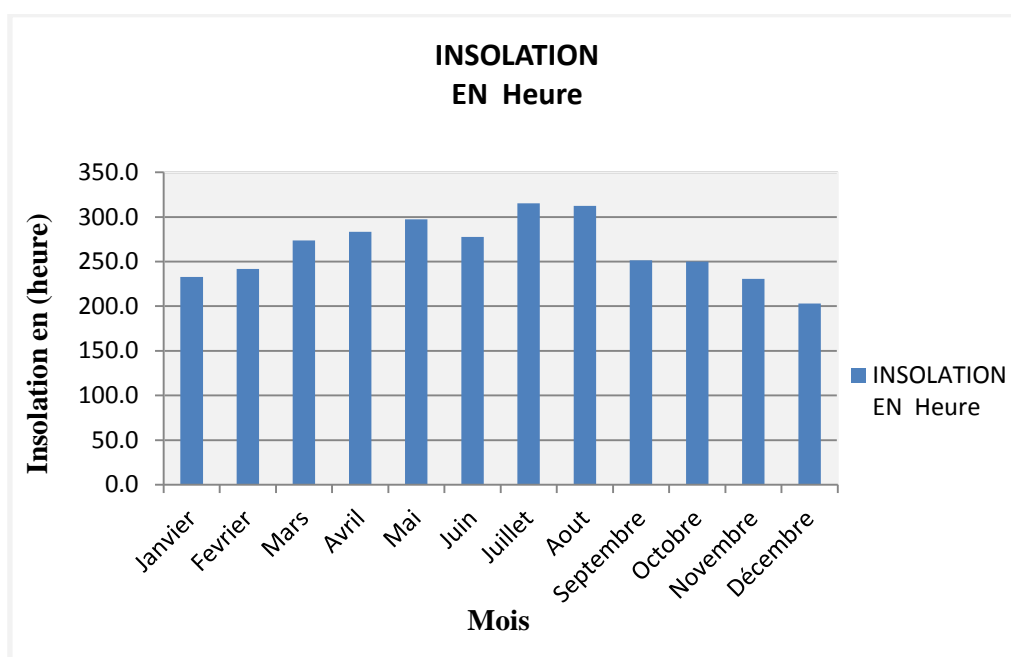


Fig. III.10 : Insolation moyenne mensuelle à Ouargla sur la période (1996 – 2016)

III.4 Sols et végétations :

L'occupation de sol dans la région d'Ouargla a été effectuée en se basant sur une image satellitaire qu'a été enregistrée le 23/03/2000 par le capteur ETM+ embarqué à bord du satellite Landsat 7.

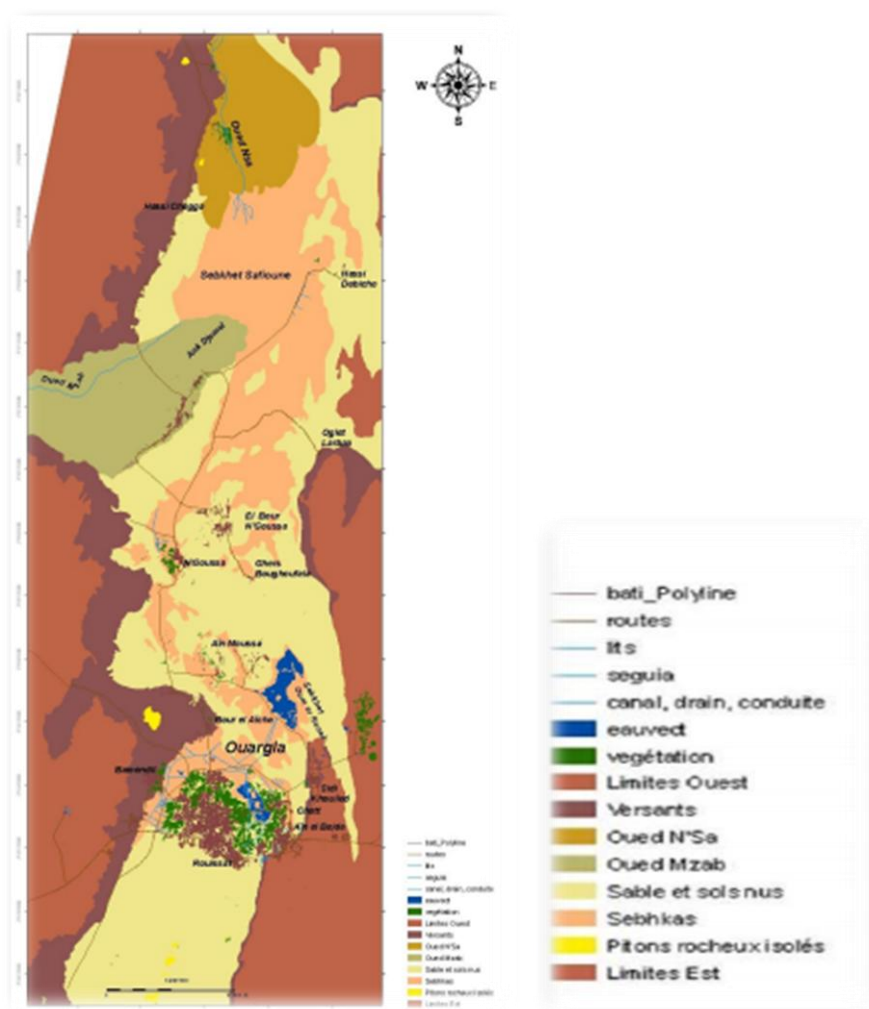


Fig III.11: Image d'occupation du sol

A la lumière de cette figure nous aboutirons à la répartition des sols suivante :

Tableau III.07 : Répartition des sols selon la nature

Classification de sol	Surface totale cuvette (hectares)	Surface de la zone de Ouargla (hectares)
Sable et sols nus	55461	3094
Sebkhas	32011	2023
Zone bâtie	3214	2354
Eau	1105	243
Végétation	3183	2286

III.5 Population :

La région d'Ouargla comprend trois communes à savoir : Ouargla, Rouisset, et Ain beida. Le nombre de la population tel que issue des recensements est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.08 : Population de la région d'Ouargla source (O N S)

Code commune	Commune	Population					
		1977	Dont agglo	1987	Dont agglo	1998	Dont agglo
1	Ouargla	47800	45989	75273	74999	112339	111586
2	Ain beida	7100	5605	9684	9549	14500	14321
3	Rouisset	9400	6191	19410	19171	37814	37615

Alors les taux d'accroissements de la population agglomérée sont : 3.5% pour Ouargla, 3.6% pour Ain beida, et 6.0% pour Rouisset.

L'évolution de la population est estimée dans le tableau ci après :

Tableau III.09 : évolution de la population

Commune	Population d'après Recensement 1998	Estimation de la population		
		2004	2005	2006
Ouargla	111586	137167	141968	146937
Ain beida	14321	17706	18343	19004
Rouisset	37615	53357	56559	59952
total	163522	208230	216870	225893

III.6 Cadre géologique :

La région d'étude fait partie du Bas Sahara qui se présente en cuvette synclinale dissymétrique, il est caractérisé par un remplissage sédimentaire constitué d'une alternance de terrains perméables et imperméables. De haut en bas, nous distinguons –Quaternaire :

Formé de dépôts sableux de 15 m d'épaisseur, en moyenne.

- Mio-pliocène : Il est formé d'une alternance de sables et d'argiles et repose en discordance sur le Sénonien. Son épaisseur moyenne est de l'ordre de 150 m.
- Sénonien-Eocène : Formé de dolomies, de calcaires dolomitiques avec des intercalations de marnes et d'argiles, reconnu sur une épaisseur de 360 mètres et repose sur la série imperméable du Sénonien lagunaire.
- Turonien : Formé de calcaires fissurés et constitue un aquifère captif dans la région de Hassi Messaoud. Son épaisseur moyenne est de l'ordre de 60 m et repose sur un substratum imperméable du Cénomani anhydritique et argileux.
- Albien : Il correspond à la série supérieure du Continental Intercalaire, il est essentiellement gréseux formant un important aquifère captif reconnu sur une épaisseur de 400 m, reposant sur substratum imperméable (Aptien).
- Barrémien : Il est essentiellement sablo gréseux.

III.7 Hydrogéologie général :

La cuvette de Ouargla appartient au Bas Sahara algérien. Il s'agit d'un immense bassin sédimentaire, en forme de synclinal dissymétrique, particulièrement bien doté en couches perméables favorables à la circulation souterraine des eaux. Certaines, recouvertes de terrains imperméables, assurent l'existence de nappes captives alors que d'autres, situées au sommet des dépôts et sans couverture étanche, permettent la formation de nappes phréatiques (cf. fig. 12).

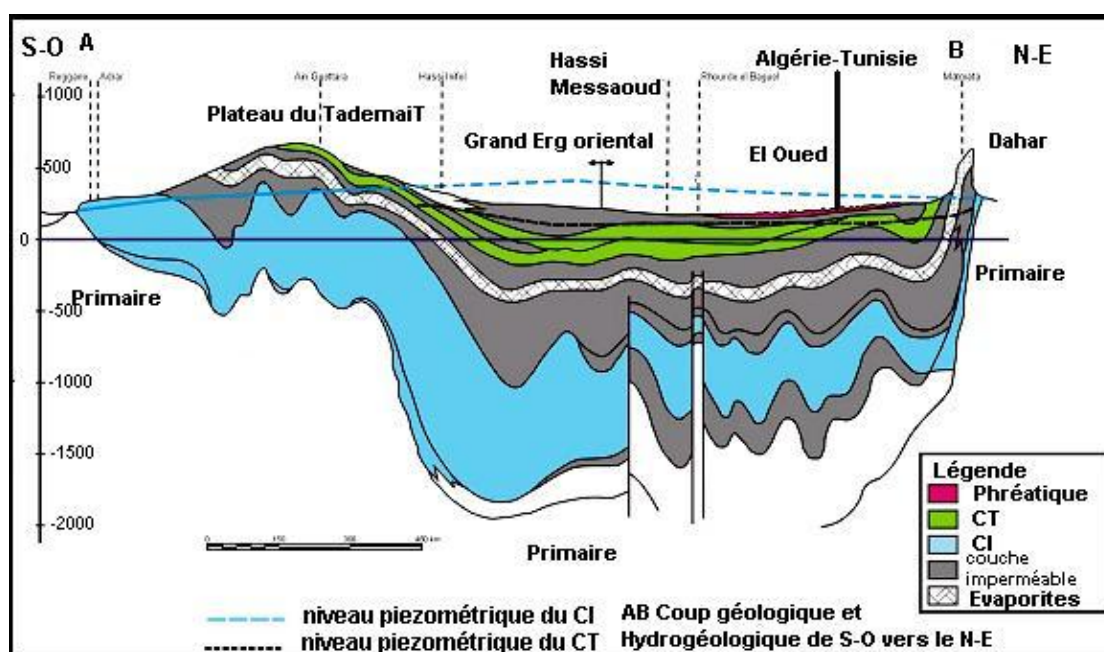


Fig III.12 : Coupe hydrogéologique à travers le Sahara

Bénéficiant de cette structure, les eaux souterraines constituent plusieurs ensembles superposés :

La puissante nappe artésienne du Continental intercalaire gréseux, la nappe captive des calcaires continental du Sénonien et de l'Eocène, les nappes captives du Continental terminal sableux (Moi-Pliocène) regroupées avec la précédente sous le nom de Complexe Terminal, enfin des nappes phréatiques largement étalées dans les formations continentales superficielles.

Chapitre IV

*Etude d'un système
d'assainissement par méthode
classique*

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

Pour l'analyse et le contrôle des phénomènes de ruissellement des eaux pluviales en zones urbaines, il faut faire appel à une étude hydrologique rigoureuse qui permettra l'estimation des débits de ruissellement pour une période de retour choisie.

Les données hydrologiques prises en considération dans les projets d'assainissement sont celles des averses.

Les averses sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée, peut varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures.

Les choix des périodes de retour convenable se fait à partir d'un calcul technico-économique du coût d'entretien du réseau d'égout.

Pour l'assainissement urbain, on adapte le plus souvent une période de retour décennal (10ans).

IV.1 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation (Intensité pluviale) :

Les données pluviométriques ont été prélevées de la station d'Aïn Beida et fournies par l'ANRH de Ouargla.

Les coordonnées Lambert de la station sont :

- Latitude : $31^{\circ} 56' N$;
- Longitude : $05^{\circ} 24' E$;
- Altitude : 144 m ;

Code DACI de la station : DAUU ;

Code OMM de la station : 580.

Tableau IV.01 : Série d'observation des précipitations maximale journalière

<i>Année/mois</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avril</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Aout</i>	<i>Sept</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Max j (mm)</i>
1996	23.5	6.3	14.8	1.5	0.9	0.0	0.7	0.0	8.7	0.0	0.0	1.2	23.5
1997	2.0	4.0	0.0	4.8	0.0	0.0	0.0	0.3	8.0	7.9	0.9	1.6	8.0
1998	0.0	0.0	2.1	2.7	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	3.6	1.0	0.2	3.6
1999	19.0	0.7	0.0	0.6	0.0	0.0	0.6	0.0	0.8	0.0	22.9	4.1	22.9
2000	0.0	0.0	0.0	1.0	50.9	0.0	0.0	0.0	0.0	36.4	0.0	0.0	50.9
2001	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.6	0.3	3.6	3.6
2002	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	2.4	2.5	2.6	2.4	0.0	5.0
2003	15.5	6.4	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.2	0.2	15.5
2004	6.5	0.0	21.7	5.4	0.0	0.2	0.0	13.1	0.0	19.6	43.3	8.0	43.3
2005	0.2	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	2.0	17.2	0.1	17.2
2006	9.4	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	5.9	0.0	0.8	9.4
2007	0.0	0.0	0.0	3.5	0.3	0.0	0.0	2.9	0.0	0.3	0.0	6.1	6.1
2008	5.7	0.0	1.2	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	14.2	24.1	0.2	0.6	24.1
2009	54.1	1.5	10.6	0.8	0.0	2.5	0.0	0.0	6.3	0.1	0.0	0.0	54.1
2010	4.4	0.0	0.0	0.7	1.7	3.0	2.2	0.0	7.7	3.9	0.0	0.0	7.7
2011	0.0	0.0	11.1	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	5.0	0.0	0.0	11.1
2012	16.2	5.5	1.0	3.5	0.0	0.0	1.3	0.3	4.6	0.0	0.0	0.0	16.2
2013	3.6	0.0	0.2	6.3	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0	0.0	4.6	24.5	24.5
2014	0.0	0.0	0.4	0.0	14.1	2.0	0.0	0.0	0.0	3.1	6.8	5.8	14.1
2015	0.8	24.5	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	24.5
2016	Trace	0.0	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.6	4.3	0.7	4.5	4.6

Par ces données pluviométriques, on procède au calcul de l'intensité maximale de précipitation pour une durée "T" et de fréquence "F".

Donc il faudra :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle s'ajuste nos valeurs.
- Calculer les quantiles à partir de la loi choisie et l'intervalle de confiance.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

IV.1.1 Analyse des données pluviométriques :

L'analyse statistique des données pluviométrique consiste à calculer les caractéristiques empiriques d'un échantillon observé que sont les précipitations maximales journalières.

- La moyenne de précipitation maximale journalière (X)

$$X = \frac{\sum_{j=1}^n X_j}{N}$$

Avec :

X_j : hauteur des pluies maximales journalières en (mm) ;

N : taille de l'échantillon ;

X : pluies journalières maximales interannuelles en (mm).

* Ecart type " σ "

Pour $N \leq 21$ ans, on a $\sigma = \left| \frac{(X_i - X)^2}{n-1} \right|^{1/2}$

- Coefficient de variation :

$$Cv = \frac{\sigma}{X}$$

On récapitule ces caractéristiques dans le tableau :

Tableau IV.02 : Calcul des caractéristiques de la série

Number d'observations	21
Minimum	3.6
Maximum	54.1
Moyenne	18.6
Ecart type	14.9
Median	15.5
Coëff de variation Cv	0.8
Coëff d'asymétrie Cs	1.28
Coëff d'aplatissement CK	3.17

IV.1.2 Choix de la loi d'ajustement :

Puisque les régimes pluviométriques sont très variables, la série pluviométrique obéit à une loi dissymétrique, les trois lois généralement utilisées sont :

- Loi de Gumbel ;
- Loi de Galton (loi log-normale) ;
- Loi de Gauss (Normal).

Dans notre étude, nous allons nous intéresser à la loi log normal.

IV.1.2.1 Ajustement à la loi de Gumbel :

La loi de Gumbel a une fonction de répartition de la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Avec :

$$y = a(P - P_0)$$

On:

P : Précipitation maximale journalière en (mm) qui correspond à une fréquence F(X) ;

P₀ : Paramètre de position en (mm) ;

y : Variable réduite de "Gumbel".

a et *P₀* sont données par les relations :

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 * S$$

$$P_0 = P_{moy} - 0,45 * S$$

Le calcul est faire par logicielle hyfran en trouve les résulta suivent :

Tableau IV.03 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi de Gumbel)

$T_{(ans)}$	F	$P_{(mm)}$	$Ecarter\ type$	$Intervalle\ de\ confiance\ (95\%)$
10000.0	0.9999	103.26	17.487	71.983 – 140.55
2000.0	0.9995	89.801	14.603	61.173 – 118.43
1000.0	0.9990	82.709	13.365	56.509 – 108.91
200.0	0.9950	66.226	10.501	45.640 – 86.813
100.0	0.9900	59.111	9.2752	40.928 – 77.294
50.0	0.9800	51.970	8.0547	36.179 – 67.760
20.0	0.9500	42.439	6.4518	29.791 – 55.087
10.0	0.9000	35.077	5.2491	24.787 – 45.367
5.0	0.8000	27.401	4.0613	19.440 – 35.363
3.0	0.6667	21.293	3.2137	14.993 – 27.593
2.0	0.5000	15.808	2.6040	10.704 – 20.913

Tableau IV.04 : Teste du Khi carré

Test d'adéquation	
Gumbel (Méthode des moments pondérés)	
Hypotheses	
H0 : L'échantillon provient d'une de Gumbel	
H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel	
Resultants	$X^2 = 1.57$
P-value	$P = 0.6659$
Degrés de liberté :	3
Conclusion	
Nous acceptons H0 à un niveau significatif de 5%.	

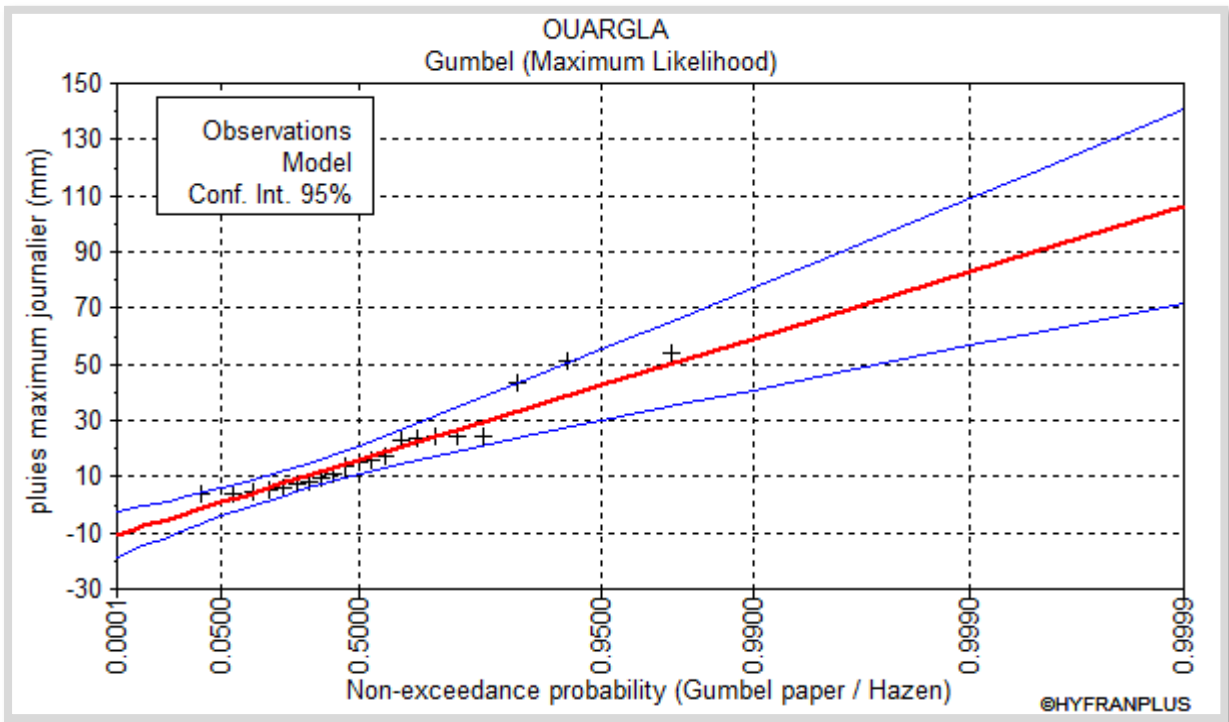


Figure IV.01 : Ajustements à la loi de Gumbel

IV.1. 2.2 Ajustement à la loi normale :

La loi normale est donnée par la fonction de répartition de la forme :

$$F'(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (II.11)$$

Avec $u = \frac{X - \bar{X}}{\sigma}$

Le calcul est faire par logicielle hyfran on trouve les resulta suivant :

Tableau IV.05 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi Normal)

<i>T_(ans)</i>	<i>F</i>	<i>P_(mm)</i>	<i>Ecart type</i>	<i>Intervalle de confiance (95%)</i>
10000.0	0.9999	74.060	9.3590	55.713 – 92.408
2000.0	0.9995	67.669	8.4189	51.164 – 84.173
1000.0	0.9990	64.681	7.9853	49.027 – 80.335
200.0	0.9950	57.007	6.8952	43.490 – 70.524
100.0	0.9900	53.285	6.3825	40.773 – 65.797
50.0	0.9800	49.218	5.8386	37.772 – 60.663
20.0	0.9500	43.115	5.0663	33.183 – 53.047
10.0	0.9000	37.692	4.4436	28.980 – 46.403
5.0	0.8000	31.122	3.8135	23.646 – 38.598
3.0	0.6667	24.987	3.4106	18.301 – 31.673
2.0	0.5000	18.567	3.2561	12.183 – 24.950

Tableau IV.06 : Test d'adéquation

Test d'adéquation	
Normal (Méthode de maximum de vraisemblance)	
Hypotheses	
H0 : L'échantillon provient d'une loi Normale	
H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale	
Resultants	
P-value	P = 0.0379
Degrés de liberté :	3
Conclusion	
Nous REJETONS H0 à une valeur significative de 5%, mais nous acceptons à un niveau significatif de 1%	

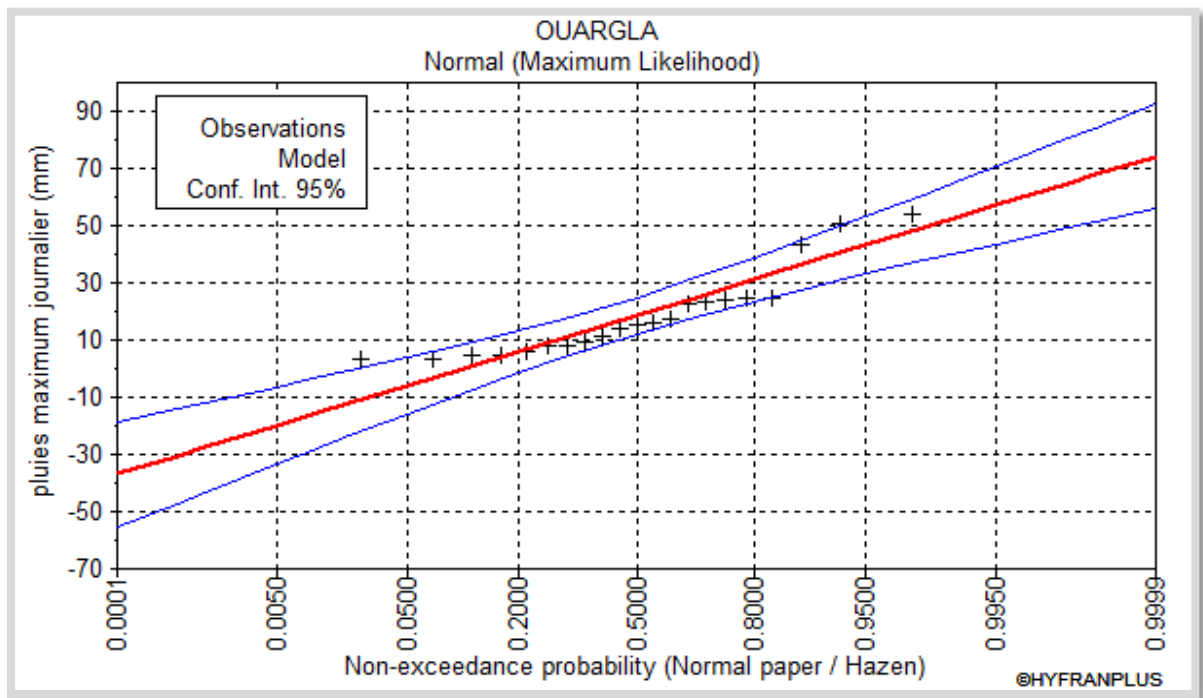


Figure IV.02 : Ajustements à la loi Normal

IV.1.2.3 Ajustement à la loi log-normale :

La loi log-normale est donnée par la fonction de répartition de la forme :

$$F'(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{+u}^{\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.9)$$

Avec $u = \frac{X-X}{\sigma}$

L'équation de la droite de Galton qui ajuste les valeurs expérimentales, est :

$$\log(xp\%) = \sqrt{\log x} + \sqrt{\log u_{p\%}} \dots\dots\dots (II.10)$$

Le calcul est faire par logicielle hyfran on trouve les résultats suivant :

Tableau IV.07 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi log-normale) :

<i>T_(ans)</i>	<i>F</i>	<i>P_(mm)</i>	<i>Ecart type</i>	<i>Intervalle de confiance (95%)</i>
10000.0	0.9999	299.86	156.35	N/D
2000.0	0.9995	210.03	98.507	N/D
1000.0	0.9990	177.83	79.107	N/D
200.0	0.9950	115.97	44.546	28.638 - 203.29
100.0	0.9900	94.249	33.512	28.552 - 159.95
50.0	0.9800	75.139	24.440	27.227 - 123.05
20.0	0.9500	53.484	15.095	23.891 - 83.077
10.0	0.9000	39.537	9.7875	20.349 - 58.724
5.0	0.8000	27.419	5.8253	16.000 - 38.839
3.0	0.6667	19.482	3.7016	12.225 - 26.738
2.0	0.5000	13.623	2.4712	8.7788 - 18.468

Tableau IV.08 : Test d'adéquation

Test d'adéquation	
Log normal (Maximum Likelihood)	
Hypotheses	
H0 : la distribution sous-jacente de cet échantillon est Log normal	
H1 : la distribution sous-jacente de cet échantillon n'est pas logarithmique	
Resultants	
P-value	P = 0.4378
Degrés de liberté :	3
Conclusion	
Nous acceptons H0 à un niveau significatif de 5%.	

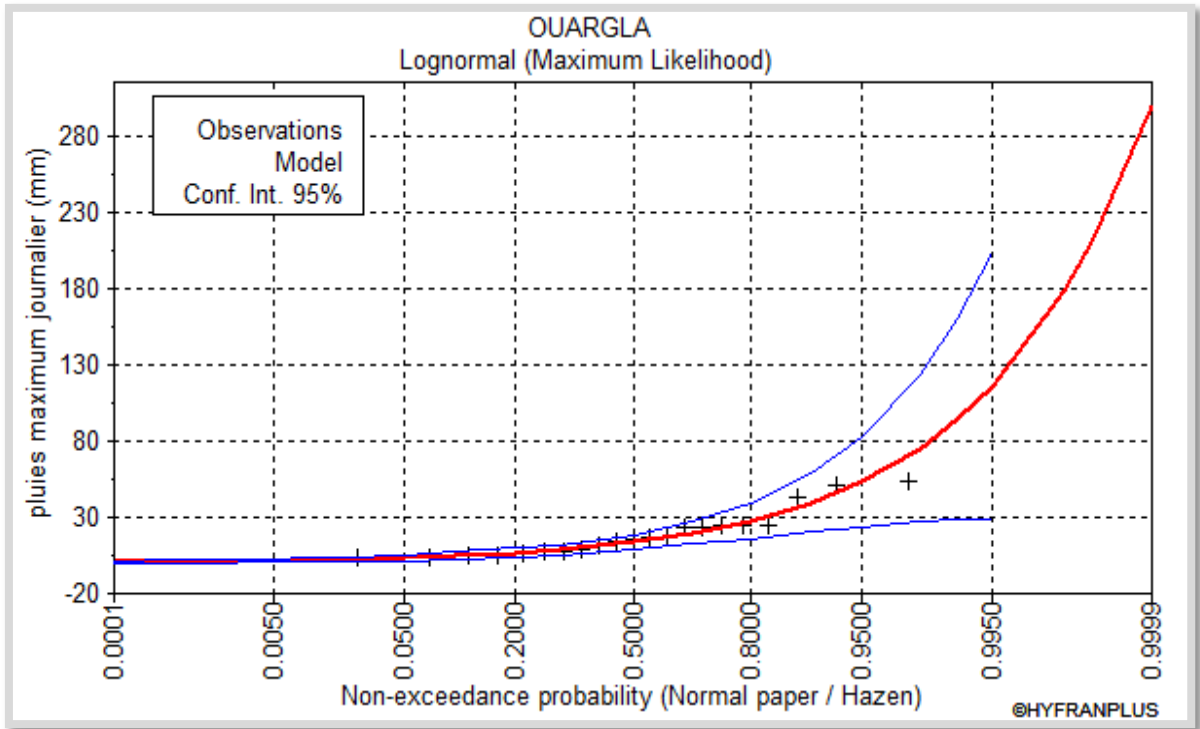


Figure IV.03 : Ajustements à la loi Log normal

IV.1.3 Comparaison les trois lois :

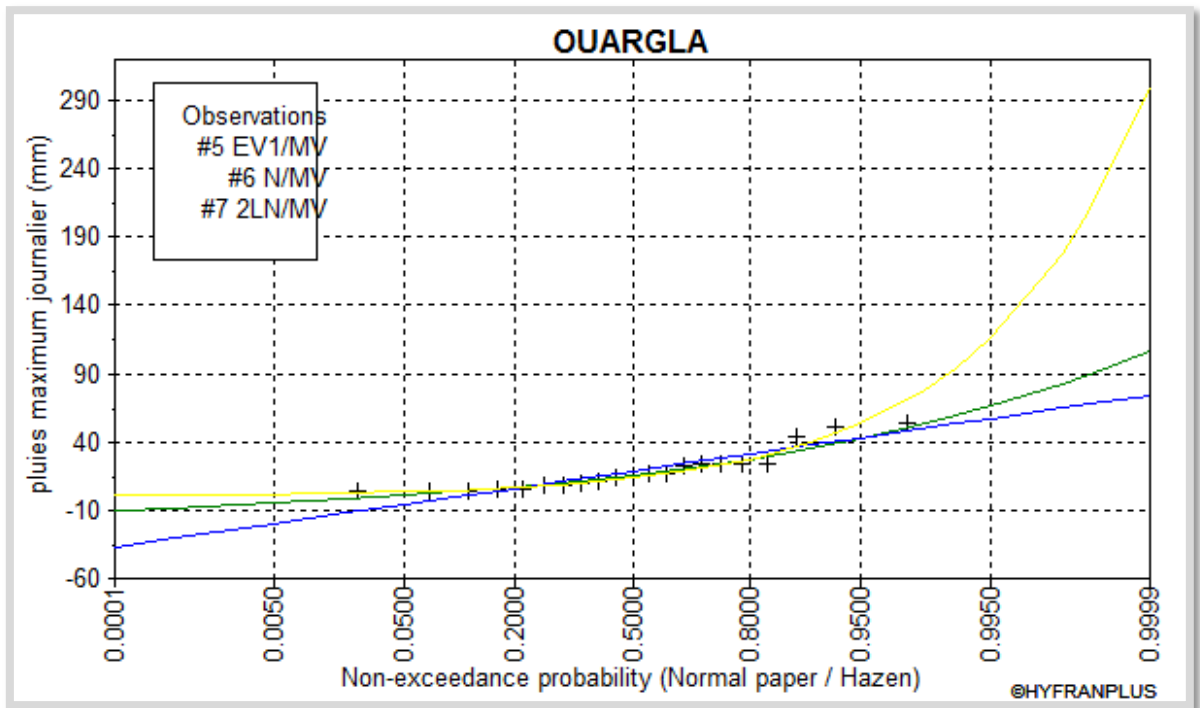


Figure IV.04 : Comparaison entre les courbes d'ajustements entre les trois lois

Selon les tests d'adéquation pour les trois lois Gumbel et normal et log normal, on constate que les droites d'ajustement sont ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux afin d'opter pour l'utilisation d'une loi on a fait une comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques de chaque loi ; on a trouvé que la loi de Log normal la plus ajusté.

Tableau IV.09 : Pluie maximale journalière fréquentielle

Période de Retour (ans)	02	05	10	20	50	100
fréquence de Retour	50%	20%	10%	5%	3%	1%
P jmax (%)	13.62	27.42	39.54	53.48	75.14	94.25

IV.1.4 Pluies de courte durée :

Pour le bon dimensionnement du réseau d'assainissement ; on prend la valeur de l'intensité de pluies qui correspond à la loi de bon ajustement (la loi log-normale) pour l'évaluation des débits pluviaux.

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K, Body :

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b$$

Avec :

t : Durée de l'averse ;

b : Exposant climatique **b = 0,13** selon les études régionales.

$$t_c = 0.56 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right) = 0.59 \text{ heure}$$

L : Longueur du Bassin Versant en (Km) ;

I : Pente du bassin versant en (%).

Donc :

$$P_{tc} = 24.40 \text{ mm}$$

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivant :

$$I_{(t)} = \frac{P_{tc}}{t}$$

Avec :

I : L'intensité maximale de période t (h) ;

P : Pluies de courte durée (mm).

Donc :

$$I_{(10)} = \mathbf{2.44} \text{ mm/h} \quad \Rightarrow \quad I_{(10)} = \mathbf{6.78} \text{ l/s/ha}$$

ETUDE D'UN SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT PAR MÉTHODE CLASSIQUE

On va étudier le réseau d'évacuation d'eaux usées ensuite on choisira le système convenable pour notre réseau d'étude y compris les éléments constitutifs.

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, passe par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles : le choix du système d'assainissement ainsi que le Schéma de collecte des eaux usées ; en matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- ✓ Une évacuation correcte et rapide des eaux usées sans stagnation ;
- ✓ Le transport des eaux usées sans provoquer une purification (odeur) pour avoir des conditions d'hygiène favorables.

IV.2 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

L'établissement du réseau d'assainissement à doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses ;
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux de vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles.

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

IV.2.1 Différents systèmes d'évacuations des eaux usées et pluviales :

L'évacuation des eaux usées domestiques, rejetées par l'agglomération, peut être assurée au moyen des systèmes d'évacuation suivants :

IV.2.1.1 Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau pour l'évacuation des eaux usées domestiques et sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques sont assurées par un autre réseau en photo.

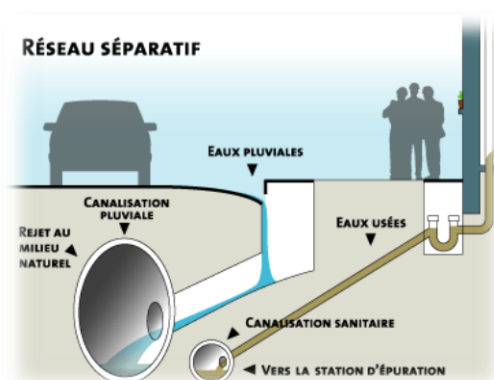


Figure IV.05 : Schéma d'un réseau séparatif

IV.2.1.2 Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par sur verse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel photo.

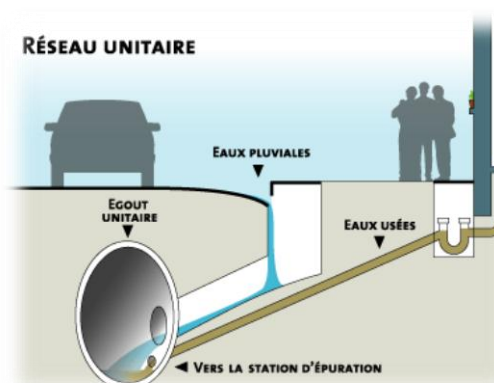


Figure IV.06 : Schéma d'un réseau unitaire

IV.2.1.3 Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

Tableau IV.10 : Les particularités des différents systèmes

Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> ▪ milieu récepteur éloigné des points de collecte ; ▪ topographie à faible relief ; ▪ débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ conception simple ; ▪ encombrement réduit du sous sol ; ▪ à priori économique ; ▪ pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ débit à la STEP très variable ; ▪ la dilution des eaux usées est variable ; ▪ apport de sable important à la station d'épuration ; ▪ rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ▪ difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> ▪ petites et moyennes agglomérations ; ▪ extension des villes ; ▪ faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ diminution des sections des collecteurs ▪ exploitation plus facile de la STEP ▪ meilleure nature préservée. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ encombrement important du sous-sol ; ▪ coût d'investissement Elevé ; ▪ risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Surveillance accrue des branchements ; ▪ entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales).
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> ▪ petits et moyennes Agglomération ; ▪ présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Le problème des faux branchements est éliminé ; ▪ Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; ▪ Surveillance accrue des branchements.

IV.2.2 Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire ;
- Il faut tenir compte les conditions de rejet ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain naturel.

IV.2.3 Différents schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

Nous utiliserons le schéma par déplacement latérale, pour économiser sur le linéaire de nos conduites. Nous augmenterons un peu les pentes, pour diminuer les sections.

IV.2.3.1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

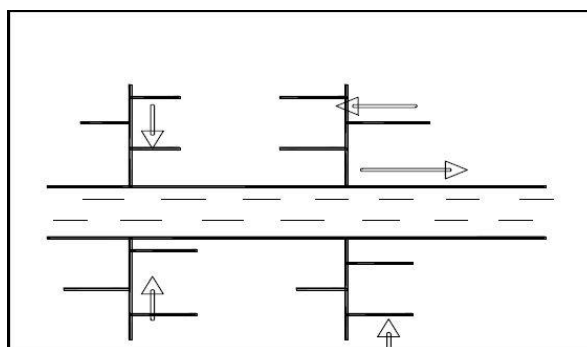


Figure IV.07 : Schéma perpendiculaire

IV.2.3.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

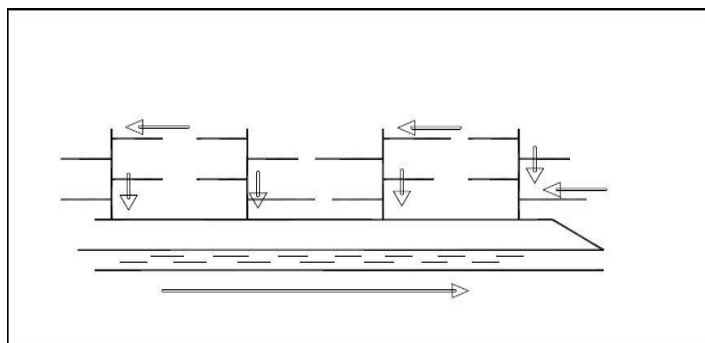


Figure IV.08 : Schéma à déplacement latéral

IV.2.3.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

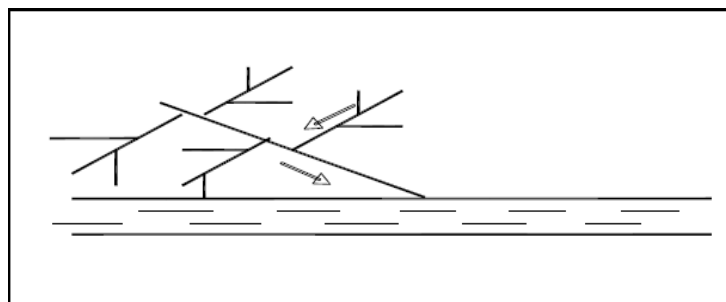


Figure IV.09 : Schéma collecteur transversal ou oblique

IV.2.3.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

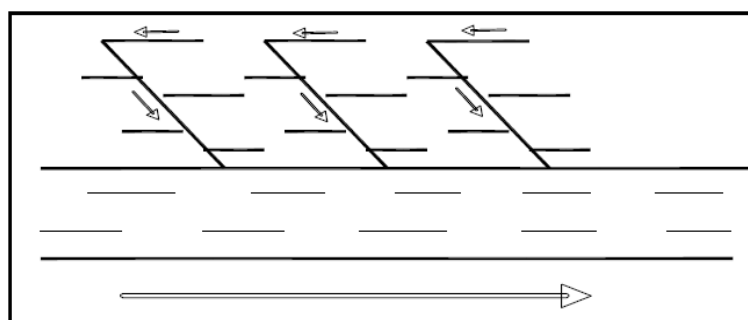


Figure IV.10 : Schéma à collecteur étagé

IV.2.3.5 Schéma de type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

Les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur ;
- Une station d'épuration ;
- Un collecteur fonctionnant à surface libre.

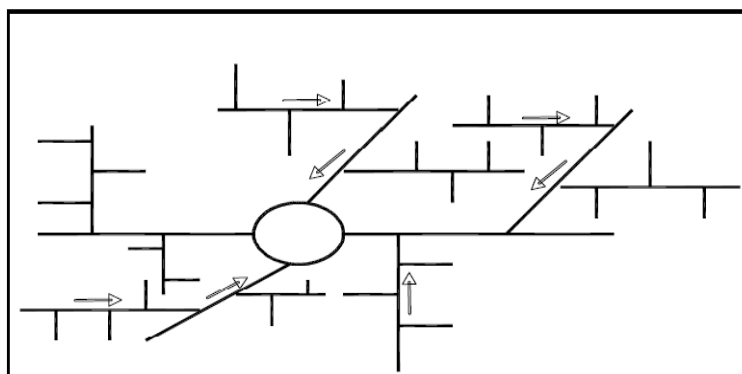


Figure IV.11 : schéma de type radial.

IV.2.4 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de 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.

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

IV.2.5 Calcul de base :

IV.2.5.1 Situation démographique :

L'estimation du nombre d'habitant est basé sur le recensement de 2008 (année de référence), et en appliquant le taux probable d'accroissement à long terme. Estimation de nombre d'habitons est 888 hab.

IV.2.5.2 Traçage de réseau :

Pour tracer un réseau d'assainissement il faut que nous respecté quelle que régules pour éviter les problèmes soit d'écoulement ou bien de réalisation.

IV.2.5.3 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

IV.2.5.3.1 Définition :

Le bassin est un secteur géographique qui est limité par les lignes de partage des eaux.

Dans un bassin, toutes les eaux qui ruisselant en surface sont recueillies pour être évacuées vers un point de rejet.

IV.2.5.3.2 Choix de la limite des sous bassins :

Pour procéder au choix du découpage d'un bassin en sous bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

- Les courbes de niveau ;
- Les limites naturelles (talweg, oued, etc....) ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les routes et les voiries ;
- La nature du sol ;
- La densité des habitants ;
- Le réseau existant.

IV.2.6 Evaluation du Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée, exprime le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume tombé sur cette même surface. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau. Sa valeur varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol ;
- La pente du terrain ;
- Le mode d'occupation du sol ;
- La densité de la population ;
- La durée de pluie ;
- L'humidité de l'air.

On peut dire d'une façon générale, que le coefficient de ruissellement est considéré comme étant le taux d'imperméabilisation du sous bassin :

Avec :
$$Cr = \frac{A_{imp}}{A}$$

A_{imp} : Surface imperméable (ha) ;

A : Surface totale du sous bassin (ha).

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou sur dimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce dernier.

Tableau IV.11 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisme

Zone d'urbanisme	Cr
▪ Habitations très denses	0,9
▪ Habitations denses	0,60.....0,70
▪ Habitations moins denses	0,40.....0,50
▪ Habitations quartiers résidentiels	0,20.....0,30
▪ Square, jardins, prairies	0,05....0, 20

Tableau IV.12 : Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence : type d'occupation du sol

Zone d'influence	Cr
▪ Surface totalement couverte	0,90
▪ Trottoirs avec pend de joints	0,85
▪ Trottoir avec joints cimentés	0,75.....0, 85
▪ Surface goudronnée	0,25.....0, 60
▪ Chemin en gravier	0,10.....0, 20
▪ Gares, terrain de sport	0,10.....0, 30
▪ Jardin, gazon	0,05.....0, 25
▪ Foret	0,01.....0, 02

Tableau IV.13 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de population (hab/Km ²)	Cr
20	0,20
30.....60	0,20.....0,25
60.....150	0,25.....0,30
150.....200	0,30.....0,45
200.....300	0,45.....0,60
300.....400	0,60.....0,80
400.....600	0,70.....0,90
600.....700	0,70.....0,90

Pour notre model on va choisir le coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence (type d'occupation du sol).

IV.2.7 Evaluation des débits à évacuer :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

L'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :

- D'empêcher la submersion des zones urbanisées ;
- D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.

La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

IV.2.7.1 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage.

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques, notamment en ce qui concerne les usages des ingénieurs en hydrologie urbaine. On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- Méthode rationnelle ;
- Méthode superficielle.

IV.2.7.1.1 Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement d'une averse constante le débit résultant du ruissellement sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissellement « Cr », s'exprime par la formule ci-dessous :

$$Q = K . C . i . A$$

Avec :

Q : Débit d'eau ruisselée (m³/s).

K : Coefficient correcteur tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa détermination est fonction de l'allongement du bassin.

i : Intensité moyenne des précipitations (l/s/ha).

A : Surface de l'aire d'influence (ha).

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

Tableau IV.14 : Les résultats de calcul des débits des eaux pluviales pour la zone de Sidi Ben Sassi.

B.V	Cr	I (m/min)	S (m ²)	Qi (m ³ /min)	Qi (l/s)
Bâtisses	0,65	0,0005	53020	17,2315	/
Terrain naturel	0,3	0,0005	4820	0,723	
palmiers	0,35	0,0005	14460	2,5305	
Trottoir	0,6	0,0005	12532	3,7596	
Auto block	0,6	0,0005	9640	2,892	
route	0,5	0,0005	1928	0,482	
		La somme	96400	27,6186	460.31

IV.2.7.1.2 Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

Aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des es aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des canalisations.

IV.2.7.2 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées. On distingue :

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées d'origine industrielle.

A). Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.) ;

Les eaux vannes (en provenance des W.C, matières fécales et urines).

Qualité des eaux usées :

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif. Leur étude doit s'effectuer du point de vue physico-chimique et biologique.

Quantité à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort ;
- Dotation en eaux potable ;
- Conditions climatiques ;
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B). Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacués vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques.

C). Eaux usées industrielles :

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

D'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter des mesures « in situ » ;

Que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau pluvial.

IV.2.7.2.1 Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

IV.2.7.2.2 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 250 l/j hab. (A.P.C de Ouargla).

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée seront rejetés comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.2.7.2.3 Evaluation du débit moyenne journalier :

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N D Kp}{86400}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l / s) ;

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab) ;

D : Dotation journalière prise égale à 250 l/j (hab) ;

$K r$: Coefficient de rejet pris égale à 80 % des eaux potables.

IV.2.7.2.4 Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moy j}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe ;

$Q_{moy j}$: Débit moyen journalier ;

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier :

$$Kp = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy eu}}}$$

Si $Kp > 3$ en prendre $Kp = 3$.

Si $Kpj \leq 3$ en prendre la valeur de Kp

a : Paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_{moyEU} croit vers l'infini $a = 1,5$.

b : Paramètre exprimant l'augmentation de Kp lorsque Q_{moyEU} tend vers zéro $b = 2,5$.

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe kp est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation.

IV.2.7.2.5 Evaluation de la population (actuelle et à l'horizon) :

Selon l'office national des statistiques en 2008, la population de la zone étudiée Sidi ben Sassi, a été recensée au nombre de 888 habitants, pour l'estimation de la population actuelle, ainsi que la population future. On a utilisé la formule dite "intérêts composés" qui est la suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

P_n : Population future à l'horizon considéré ;

P_0 : Population de référence (actuelle) ;

T : Taux d'accroissement ; $t = 3,5\%$;

n : L'écart d'années entre les deux l'année actuelle et future.

On calcule le nombre d'habitant futur :

Les résultats de nombre d'habitant futur de calcul sont représentés dans le tableau :

Tableau IV.15 : nombre d'habitant futur.

Zone	Nombre d'habitant 2014	Nombre de la population de l'année
Sidi Ben Sassi	888	2726

IV.2.7.2.6 Evaluation des débits moyens des eaux potables :

$$Q_{moyEp} = \frac{N \cdot D}{86400} \text{ (l/s)}$$

Q_{moyEp} : Débit moyen des eaux potables ;

N : Nombre d'habitant de l'année 2024 ;

d : Dotation journalière prise égale à (250 l/j/hab).

IV.2.7.2.7 Evaluation des débits des eaux domestiques :

Le calcul des débits des eaux domestiques de la population actuelle et à l'horizon 2040 est indiqué dans le tableau 07.

Tableau IV.16 : Répartition des débits des eaux domestiques de la population actuelle et future.

Zone	Dotation (l/j/hab)	Nombre des habitants	Débit moyen de consommation Q_{moyEp} (l/s)
Sidi Ben Sassi	250	2726	7.89

IV.2.7.2.8 Evaluation des débits des eaux potables pour différents équipements :

Le débit d'équipement estimé que 20 % de débit des eaux domestique.

Tableau IV.17 : Le débit des eaux potables pour différents équipements

Zone	Débit moyen de consommation Q_{moyEp} (l/s)
Sidi Ben Sassi	1.58

IV.2.7.2.9 Evaluation des débits des eaux domestiques et des équipements :

Les débits des eaux pour différents équipements sont liés à l'extension de la zone étudiée.

Tableau IV.18 : Tableau récapitulatif.

Zone	Débit moyen de consommation $Q_{moy Ep}$ (l/s)		Débit total $Q_{moy Ep}$ (l/s)
	Population	Equipement	
Sidi Ben Sassi	7.89	1.58	9.47

IV.2.7.2.10 Evaluation des débits moyens des eaux usées :

Comme l'eau consommée ne parvient en totalité au réseau d'assainissement à cause des pertes sous différentes formes (Infiltration, des fuites inévitables etc...), la norme d'évacuation par habitant est estimée par un coefficient K (%) de la norme d'attribution. D'où le débit des eaux usées se calcule en fonction du débit moyen d'eau potable :

$$Q_{moyEU} = K \cdot Q_{moyEP}$$

K : Coefficient qui représente le pourcentage des eaux consommées et qui va être évacué (70 % - 80%).

- Dans le cas d'une région rurale : K= 70% ;
- Dans le cas d'une région urbaine : K= 80%.

Pour notre cas nous sommes dans une région urbaine on prend K= 0,8

$$Q_{moyEU} = 0.8 \cdot Q_{moyEP}$$

Q_{moyEU} : Débit rejeté (l/s) ;

Q_{moyEP} : Débit moyen des eaux potables (l/s).

Tableau IV.19 : Répartition de débit moyen des eaux usées

zone	Q_{moyEP} (l/s)	K	Q_{moyEU} (l/s)
Sidi Ben Sassi	9.47	0.8	7.57

IV.2.7.2.11 Calcul du débit de pointe :

$$QP = K_p \cdot Q_{moyEU}$$

K_p : Le coefficient de pointe est largement influencé par la consommation, le nombre du raccordement et le temps d'écoulement dans le réseau.

Ce coefficient est calculé selon la formule :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyEU}}}$$

Tableau IV.20 : Répartition du débit de pointe

zone	Q_{moyEU} (l/s)	K_p	Q_p
Sidi Ben Sassi	7.57	2.41	18.24

IV.2.7.2.12 Calcul de débit spécifique :

Il est calculé par la formule suivante

$$Q_{SP} = Q_S = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Q_{SP} : Débit spécifique (l/s/ml) ;

Q_p : Débit de pointe (l/s) ;

L_i : Longueur totale du réseau (m).

Tableau IV.21 : Répartition du débit spécifique.

zone	Q_p (l/s)	L_T (m)	Q_{SP} (l/s/m)
Sidi Ben Sassi	18.24	5069.69	0.0036

IV.2.8 Calcul hydraulique du réseau d'assainissement :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passera au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire par conséquent notre réseaux d'assainissement devra assurer :

- a) L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- b) Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;
- c) Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement ;
- d) L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

IV.2.8.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous-sols est exclus, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

IV.2.8.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques. A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, les conduites posent des limites supérieures aux pentes admissibles.

IV.2.8.3 Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier ;

La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \cdot S$$

Avec :

Q : Débit (m³/s) ;

S : Section mouillée (m²) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Alors les paramètres qui influent sur les conditions d'écoulement ainsi que le dimensionnement du réseau sont.

IV.2.8.3.1 Diamètre minimal :

On a fixé le diamètre minimal de (PVC) à 250 mm dans le cas du réseau unitaire.

Formule de Bresse :

$$D = 1.5 * (Qp)^{1/2}$$

Qp : le débit de pointe.

IV.2.8.3.2 Calcul de la pente :

La pente de chaque canalisation est déterminée à partir de la formule suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{L}$$

$$CP \text{ amont} = CTN_{\text{amont}} - P_{\text{amont}}$$

$$CP \text{ aval} = CTN_{\text{aval}} - P_{\text{aval}} \quad \Delta H = CP_{\text{amt}} - CP_{\text{aval}}$$

Avec :

ΔH : La différence entre deux côtes du projet du tronçon considéré (m).

L : La longueur du tronçon considéré (m).

P : profondeur.

CTN : côtes terrain naturel.

IV.2.8.3.3 Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement des eaux usées dans le réseau, est limitée inférieurement et Supérieurement, car il faut :

D'une part, éviter les stagnations susceptibles de provoquer les dépôts, et d'entraîner les sédiments, sinon il y aura un risque d'obstruction des canalisations, et de dégagement des mauvaises odeurs dues à la composition des matières organiques.

D'autre part, prévenir l'érosion des conduites par les matières solides charriées par les eaux usées comme le sable et le gravier.

Aux faibles débits, il faut assurer une vitesse d'écoulement empêchant les dépôts, cette vitesse minimale dite auto curage doit être égale au moins à 0,3 m/s.

$$V_{aut} = 0.6 V_{ps}$$

Aux fort débits, la vitesse maximale (vitesse limite d'érosion), ne pas dépasser 4 m/s.

IV.2.8.4 Paramètre hydraulique :

Le calcul hydraulique consiste à déterminer les débits, les vitesses et les hauteurs de remplissage dans les canalisations. Pour chacun de ces grandeurs deux valeurs sont déterminées, l'une réelle et l'autre à pleine section. Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec de l'eau (m) ;

Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).

Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m) ;

Vitesse moyenne (V) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \sqrt{I_m}$$

Avec :

I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R (m) : Rayon hydraulique ;

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{2/3} \sqrt{I_m}$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Qt}{K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4}$$

D_{nor} : Diamètre normalisé (m).

Pour le réseau d'eaux usées d'autres conditions sont à vérifier :

On définit les rapports :

$$Rq = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots \dots \dots \text{(Rapport des débits) ;}$$

$$Rv = \frac{V}{V_{ps}} \dots \dots \dots \text{(Rapport des vitesses) ;}$$

$$Rh = \frac{h}{D} \dots \dots \dots \text{(Rapport des hauteurs).}$$

Et donc les conditions à vérifiées sont :

$$V > 0.7 \text{ m/s à demi-section ;}$$

$$V > 0.6 \text{ m/s pour } h = 2/10 D_{nor} ;$$

$$h > 2/10 D_{nor} \text{ pour débit moyen actuel pour } (R_h = 0.2).$$

Avec :

h : Est la hauteur d'eau ;

V : Est la vitesse d'écoulement ;

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des formules de Bazin, les relation entre Rq et Rv , ainsi entre Rq et Rh .

Les relations sont les suivantes :

$$R_h = 0.1(R_q^5) + 0.8(R_q^{0.545})$$

$$R_v = -0.5(R_h^{11}) + 1.02(R_h^{0.365})$$

IV.2.8.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement : (Voir Tableau 13) :

L'ensemble du résultat sont présentés dans le tableau suivant :

TRONCON	Q_T (l/s)	LONGUEUR	ks	PENT PROJET ‰	D_N (mm)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (l/s)	R_Q	R_V	R_h	Vréel (m/s)	H réel (m)
R22-R21	96.29	35.10	90	4.00	315	1.05	81.46	0.04	0.46	0.13	0.481	0.042
R21-R20	98.60	17.97	90	4.00	315	1.05	81.46	1.21	0.68	1.00	0.713	0.314
R20-R19	100.41	19.23	90	4.00	315	1.05	81.46	1.23	0.53	0.97	0.549	0.306
R19-R18	126.42	28.80	90	4.00	315	1.05	81.46	1.55	-11.31	-3.45	-11.830	-1.087
R18-R17	128.97	27.14	90	4.00	315	1.05	81.46	1.58	-14.38	-4.73	-15.040	-1.489
R17-R16	136.98	20.49	90	4.00	315	1.05	81.46	1.68	-28.26	-10.64	-29.551	-3.352
R16-R15	139.46	26.45	90	4.00	315	1.05	81.46	1.71	-34.20	-13.22	-35.769	-4.163
R15-R14	146.76	26.76	90	4.00	315	1.05	81.46	1.80	-57.62	-23.47	-60.254	-7.393
R14-R13	149.80	32.28	90	4.00	315	1.05	81.46	1.84	-70.51	-29.16	-73.735	-9.187
R13-R12	152.90	32.93	90	4.00	315	1.05	81.46	1.88	-85.97	-36.02	-89.904	-11.347
R12-R11	155.01	22.48	90	4.00	315	1.05	81.46	1.90	-98.02	-41.39	-102.511	-13.037
R11-R10	158.30	34.93	90	4.00	315	1.05	81.46	1.94	-119.46	-50.95	-124.928	-16.050
R10-R09	166.60	35.04	90	4.00	315	1.05	81.46	2.05	-191.25	-83.14	-200.008	-26.189
R09-R08	169.41	26.96	90	4.00	315	1.05	81.46	2.08	-222.40	-97.15	-232.580	-30.603
R08-R07	172.09	28.42	90	4.00	315	1.05	81.46	2.11	-255.68	-112.15	-267.388	-35.327
R 07 - Ex	172.85	8.12	90	4.00	400	1.23	154.03	1.12	1.02	0.98	1.253	0.393

Conclusion :

D'après le tableau de calcul hydraulique que l'on a fait précédemment, et qui visent essentiellement à la détermination des diamètres des collecteurs tout en vérifiant les vitesses d'auto curage et les pentes calculées.

Etant donné que dans la plupart des cas la condition d'auto curage sont satisfaite :

- ($V > 0,3m/s$) : ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons ;
- ($V < 4m/s$) : donc on ne prévoit pas la mise en place des chasses automatiques. Il suffit d'utiliser périodiquement des engins de curage mobile.

On conclusion, notre réseau unitaire adopté est vérifiée vis -à vis les calculs des caractéristiques hydrauliques.

Chapitre V

*Etude d'un système
d'assainissement par le modèle
SWMM 5*

Introduction

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

V.1 Localisation et caractéristiques de la zone d'étude :

V.1.1 Situation géographique :

La zone d'application Sidi Ben Sassi est située dans la wilaya Ouargla à l'est de la commune de Béni Thour.

Le plan de situation générale du site est donné sur la figure suivante :



Figure V.01 : Situation géographique générale de la zone d'application.

La zone d'application s'étale sur une superficie de **29.68 ha**, dont la surface active est de 50%, le reste étant pris perméable et représente des espaces naturels.

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

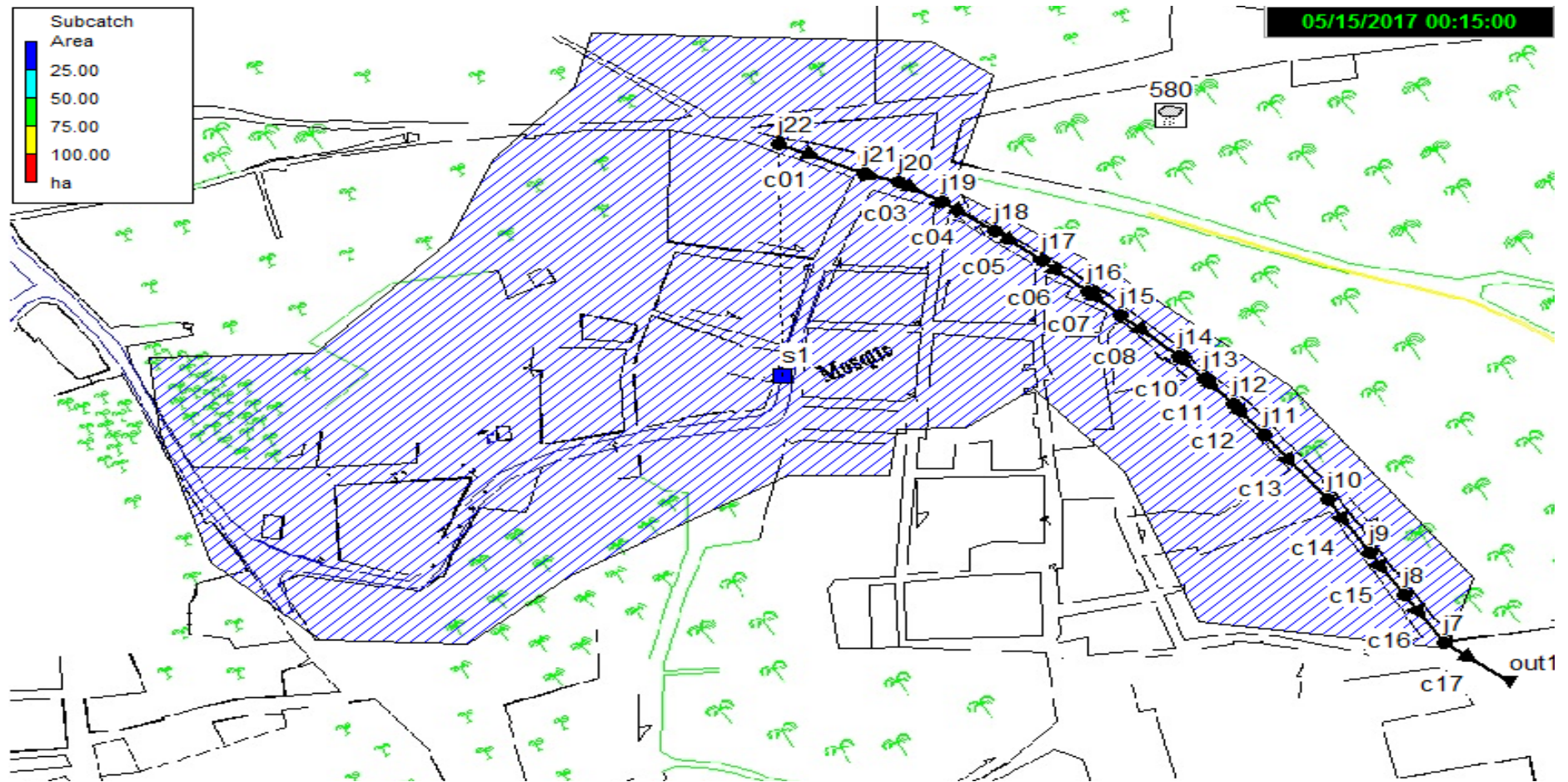


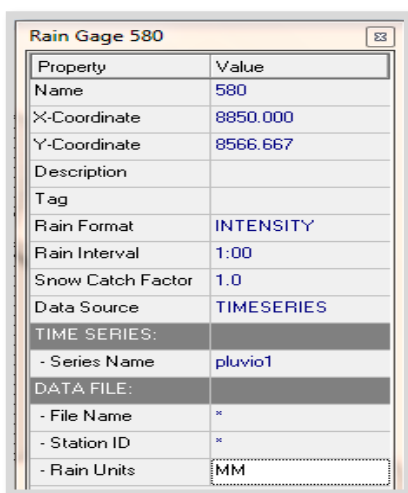
Figure 02 : Le tracé du réseau en plan

V.2 Acquisition des données du logiciel « EPASWMM »

Le logiciel EPASWMM a principalement besoin de cinq (5) composants qui ont tous « Nom ; les coordonnées X, Y ; la description » en commun.

Pour chaque étapes d'acquisition des données elle est présente ci-dessous :

1) Les données pluviométriques (Rain gage) : représenté par



Property	Value
Name	580
X-Coordinate	8850.000
Y-Coordinate	8566.667
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Rain Interval	1:00
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	pluvio1
DATA FILE:	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	MM

Figure V.03 : Editeur de propriétés pour Rain Gage

Dans cette étapes on peut introduire les données pluviométrique pour chaque bassin sous forme lame d'eau précipité (mm ou on in), ou bien sous forme intensité.

La station pluviométrique de Sidi Ben Sassi est utilisée dans nos études, elle a pour code **580** (Source l'ANRH de Ouargla). Cette station est affectée à tous les bassins ou sous bassins de notre surface d'études.

On introduit l'intensité de pluie (Time séries) de la zone d'étude.

Les données pluviométriques (Time séries) :

Comme mentionné précédemment, nous allons simuler le fonctionnement du réseau pour une pluie de projet de 39.54 mm sur 6 heures. Les valeurs horaires de l'intensité de pluie vont constituer la série temporelle nommée pluvio1. Pour cela il faut créer un objet « Time Séries » et y rentrer les données.

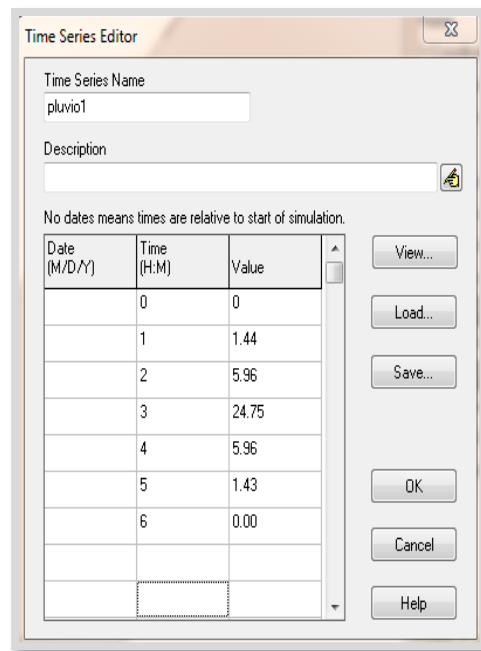


Figure V.04 : Editeur de propriétés pour Time Séries

2) Le Bassin Versant ou sous bassin versant (Subcatchment) :



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

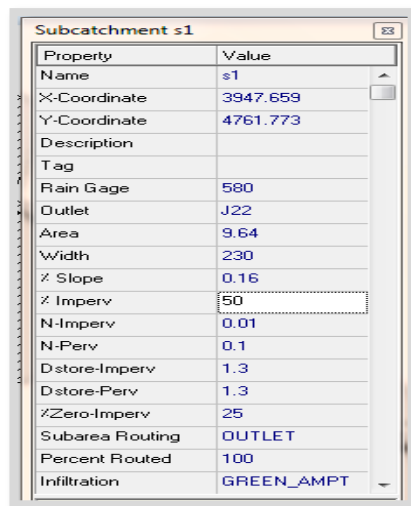


Figure V.05 : Editeur de propriétés pour Subcatchment.

Nous avons subdivisé La ville en 4 sous bassin différents avec leurs propres propriétés. Dans notre étude, nous allons étudier 1 sous bassin composé.

La station pluviométrique (Rain Gage) : On choisit la station à affecter au bassin versant (**580** pour Sidi ben Sassi).

Le nœud receveur (Outlet) : On y introduit le nom de nœud (Regard) qui recevra les précipitations (les eaux pluviales).

La surface du bassin (Area) : Elle représente la surface du bassin versant drainé. Elle est exprimée en hectare (Ha). La surface de Sidi Ben Sassi est approximativement égale à **29.68 Ha**.

La largeur du bassin (Width) : C'est le largeur équivalent, déterminé en fonction de la surface et le périmètre avec la formule du coefficient de compacité :

$$K_c = 0.282 * \left(\frac{P}{\sqrt{S}} \right) \quad \text{et la largeur} \quad : l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right)$$

l : largeur du rectangle équivalent (km);

K_c : Indice de compacité de Graveleuse;

S : l'aire du bassin en (km²);

P : le périmètre du bassin en (km).

Avec un périmètre de 1681.40 m, le largeur équivalent du bassin versant est **230 m**.

La pente (% Slope) : C'est la Pente moyenne du bassin versant en (%). La pente moyenne de Sidi Ben Sassi est **0.16 %**.

Pourcentage de surface imperméable (% Imperv) : Exprimé en (%), la ville de Sidi Ben Sassi étant une ville qui tend vers sa saturation, son pourcentage de surface imperméable varie de **60 %** (parties Nord) à **40%** (Sud).

Infiltration (Infil. Model) : C'est la modèle d'infiltration choisie. Nous avons trois choix : Horton, Green Ampt ou courbes SCS. Notre choix : **Green Ampt**.

3) La conduite (Links) :

Property	Value
Name	c01
Inlet Node	j22
Outlet Node	j21
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.315
Length	35.10
Roughness	0.01

Figure V.06 : Editeur de propriétés pour Links

La conduite ou tronçon, compris entre deux nœuds, est composée de plusieurs données importantes :

Longueur (Length) : Sur le logiciel, la longueur est directement rentrée par l'utilisateur car elle est mesurée sur le terrain. Nous avons utilisé les données de la méthode classique. La longueur est exprimée en m.

La forme de conduite (Shape) : Le logiciel EPASWMM propose des formes rectangulaires ouvertes, circulaire, rectangulaire fermée, trapézoïdale etc. La forme est **Circulaire** dans notre projet.

Le Diamètre des conduites (Max. Depth) : Le diamètre varie selon le type de réseau d'assainissement dans notre cas, le réseau étant unitaire, le diamètre est de **315 mm** à **400mm**.

Rugosité des conduites (Roughness) : Conseillant le PVC (Polychoraux de vinyle) pour ce projet, nous avons utilisé la rugosité lui correspondant, (**0.01** à **0.015** s/m^{1/3}).

4) **Le nœud (Node) :**

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

Property	Value
Name	j21
X-Coordinate	4633.333
Y-Coordinate	7550.000
Description	
Tag	
Inflows	YES
Treatment	NO
Invert El.	98.94
Max. Depth	2.86

Figure V.07 : Editeur de propriétés pour Node

Les débits nodaux (Inflows) : Il permet d'introduire le débit domestique usée (débit nodal Q_i) dans le logiciel après les avoir calculés avec ci-dessous.

Direct Dry Weather RDII

Constituent: FLOW

Baseline: 0.126

Time Series: [blank]

Scale Factor: 1.0

NOTE: Leave Baseline and Time Series fields blank to remove any direct inflow for a given constituent at this node.

OK Cancel Help

Figure V.08 : Editeur de propriétés pour Inflows

Les débits aux nœuds sont calculés sur la base du débit spécifique linéaire. On l'éjecte dans les nœuds.

$$Q_i = L_i * Q_{sp} \text{ avec } Q_{sp} = \frac{Q_{pass}}{\sum L_i}$$

Q_i : Débit nodal (l/s) ;

Q_{pass} : Débit de pointe (l/s) ;

L_i : La longueur du tronçon (m) ;

Q_{sp} : Le débit spécifique (l/s).

Le coefficient d'usage domestique (Time patterns) : Nous avons choisis l'option du jour et conserver le coefficient par défaut **0.1**

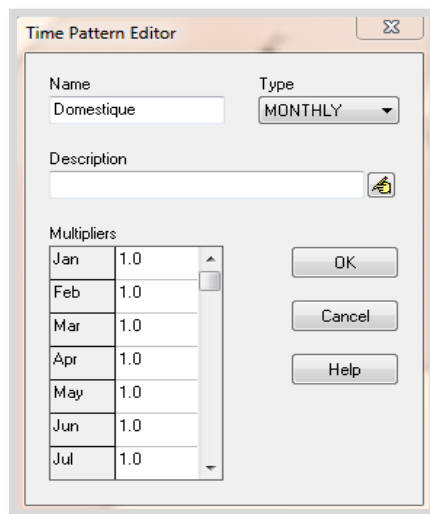


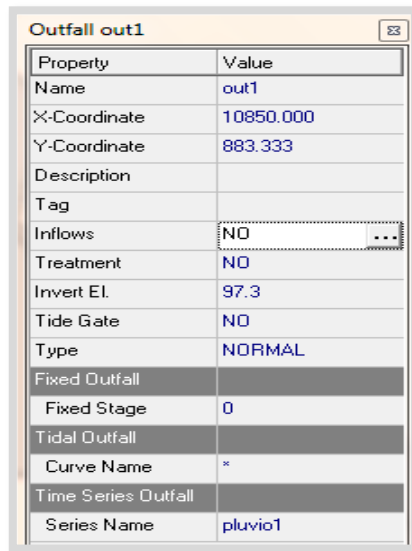
Figure V.09 : Editeur de propriétés pour Tim pattern

L'altitude cote du terrain naturel (Invert EL.) : C'est la cote du radier du regard de jonction. Elle est exprimée en m. Les altitudes utilisées dans notre calcul sont ceux obtenues à l'aide de plan des levées topographie de la zone d'étude.

La profondeur (Max. Depth) : C'est la profondeur du regard dans le projet, proposée par l'ingénieur et la valeur doit être comprise entre **2 m** et **4.5 m**.

5) L'exutoire (Outfall) :

C'est le point de rejet des eaux usées ou pluviales. Il peut être un oued ou une STEP ou **une station de pompage** comme dans notre projet. Il a les mêmes composants qu'un nœud en plus de quelques autres composants :



Property	Value
Name	out1
X-Coordinate	10850.000
Y-Coordinate	883.333
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert EL	97.3
Tide Gate	NO
Type	NORMAL
Fixed Outfall	
Fixed Stage	0
Tidal Outfall	
Curve Name	*
Time Series Outfall	
Series Name	pluvio1

Figure V.10 : *Editeur de propriétés pour Outfall*

Type (Type) : C'est le type d'exutoire. Nous avons choisi **NORMAL**.

Remarque : Quelques points importants sont à noter :

- Pour modifier la pente ou la vitesse d'une conduite, nous pouvons varier sa profondeur au niveau du nœud d'aveale (**Inlet Offset**) ou à l'amont de la conduite (**Outlet Offset**) sur la fenêtre « Editeur de propriétés des links ».

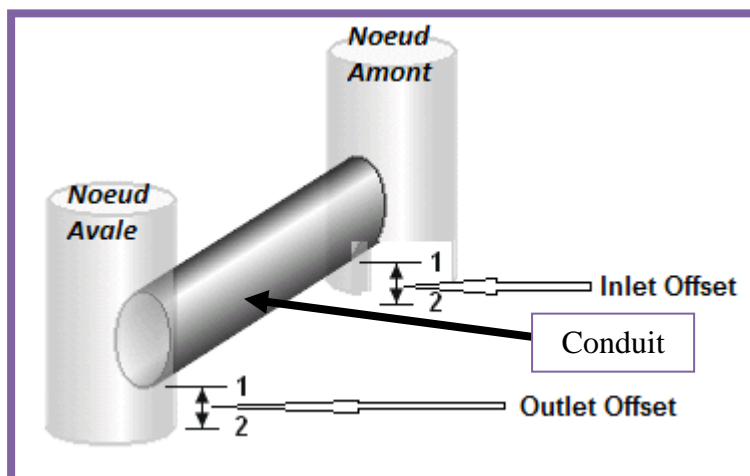


Figure V.11 : *Variation de la profondeur d'un tronçon*

- Nous avons aussi les possibilités d'utiliser « Nombre de conduites en parallèle : (Barrels) » dans la partie "La forme de conduite (Shape)" de la fenêtre « Editeur de propriétés des links », lorsque la quantité d'eau est importante pour une seule conduite.
- Pour observer toutes les données introduites dans le logiciel, il faut aller sur la barre de menu puis sélectionner **Project >> Détails** et une fenêtre apparaîtra "Project Data". Il faudra seulement sélectionner l'objet dont on veut voir les données introduites.

V.3 Simulation hydraulique :

Après avoir introduit toutes les données appropriées aux nœuds, aux bassins et aux tronçons, l'étape suivante est la validation du modèle hydraulique. Pour lancer la simulation, sélectionner **Project>>Run Simulation** dans le menu principal. En cas de problèmes lors de la simulation, un rapport de simulation apparaîtra à l'écran, décrivant les erreurs rencontrées, sinon la simulation sera révélée réussie et il ne reste que de changer les diamètres des tuyaux préalablement insérés pour ceux qui sont en dehors des normes de vitesses et de pentes.

V.3.1 Résultats de la simulation :

a) Réseau modélisé :

Nous présentons en dernier, le réseau modélisé sous le logiciel SWMM 5.

La figure (12) présente la numérotation des nœuds et des conduites du réseau :

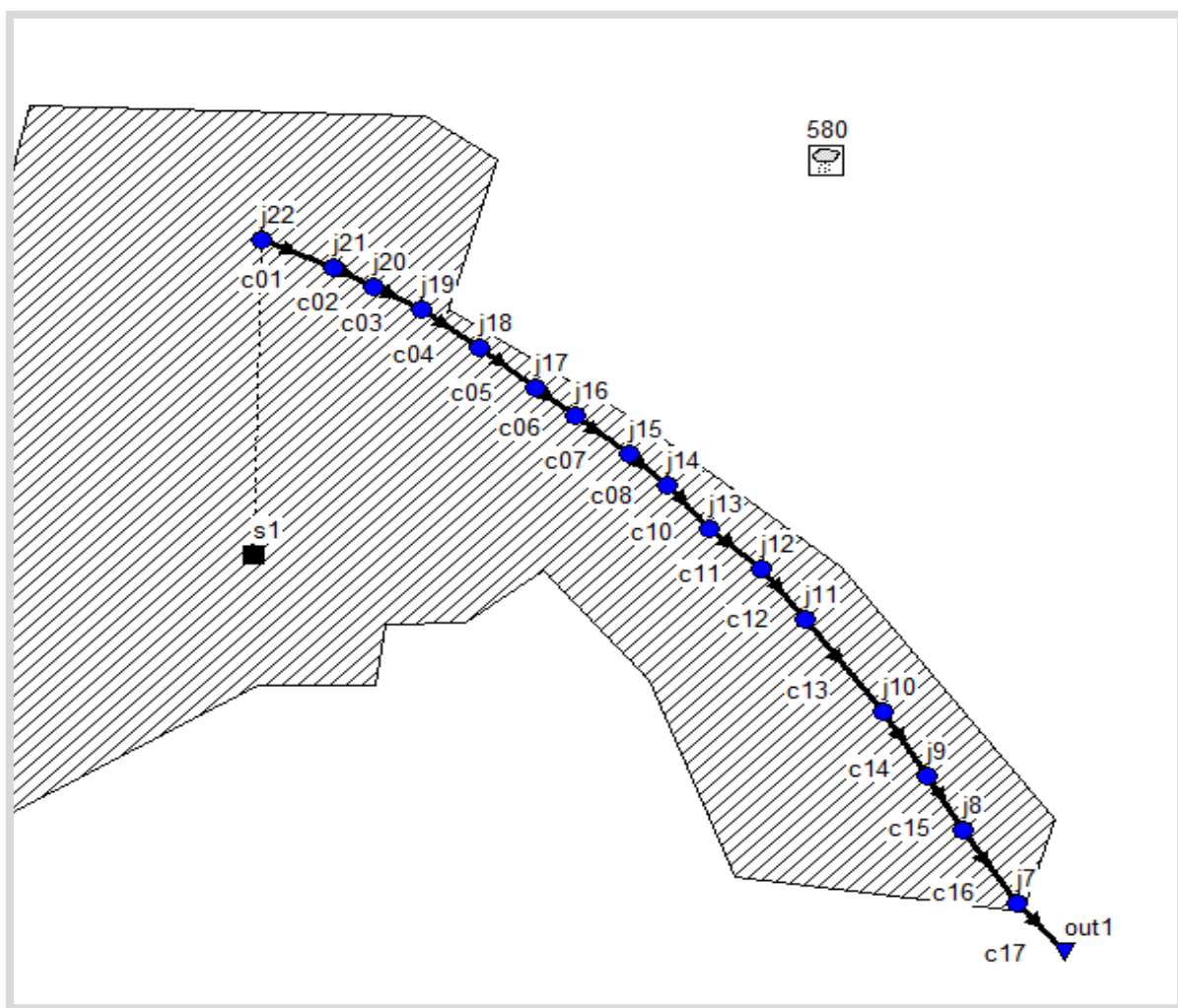


Figure V.12 : Numérotation des nœuds et des conduites du réseau modélisé.

La figure suivante présente les valeurs des pentes associées aux conduites du réseau avec leur symbole.

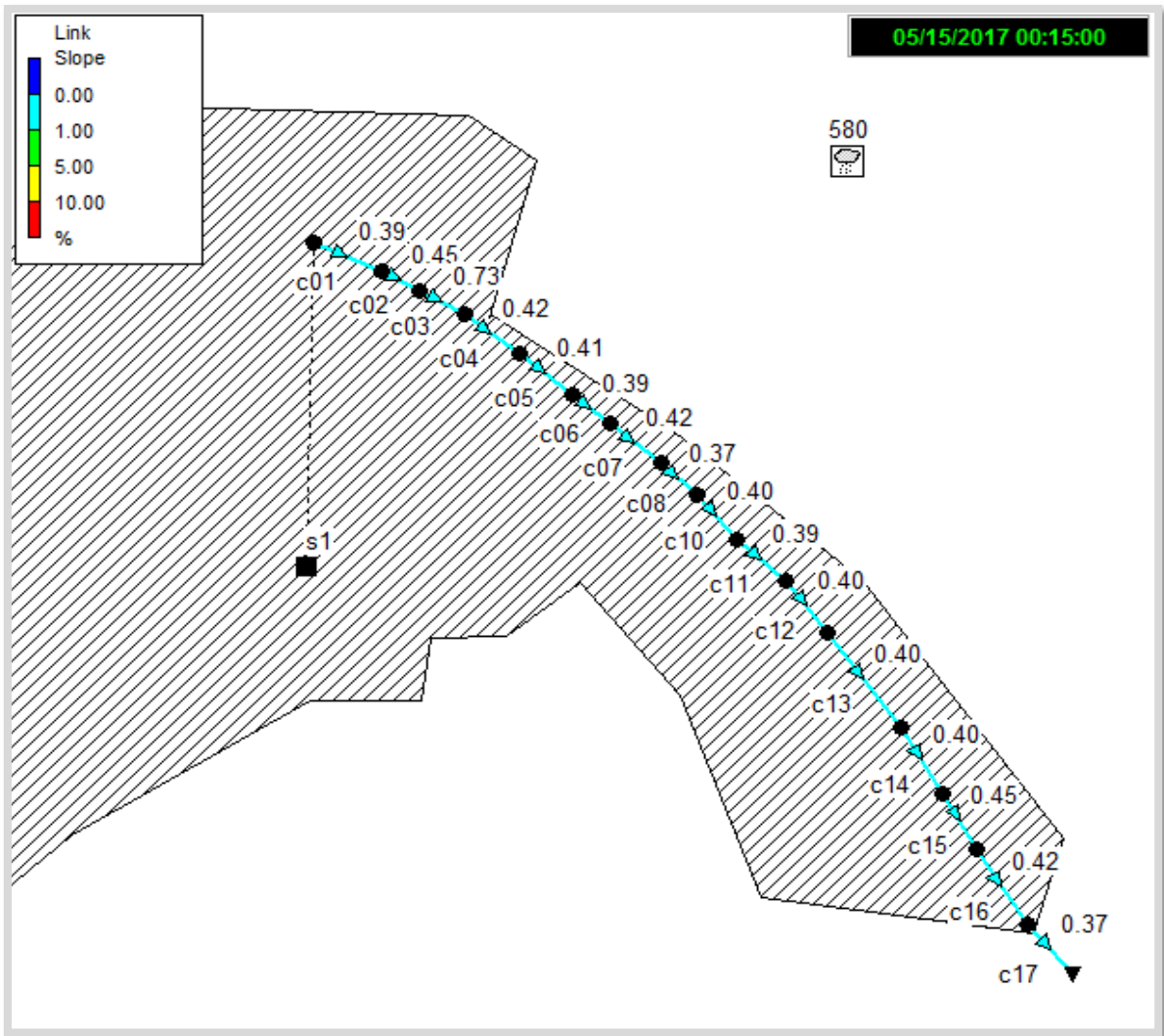


Figure V.13 : Pentes des conduites du réseau avec leur numérotation.

b) Capacité du réseau :

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

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

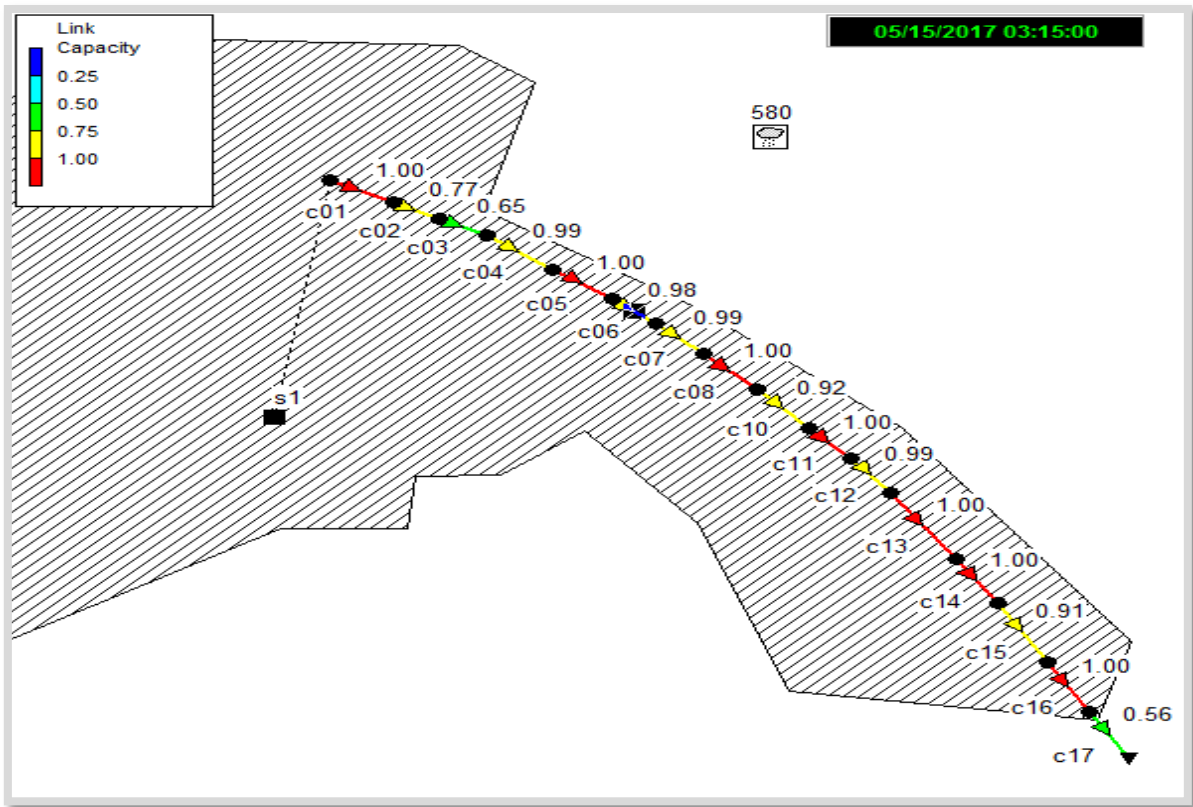


Figure V.14 : Capacité des tronçons de réseau au bout de 03 h 15 min.

c) Hydrogrammes des débits dans les conduites :

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

Tronçon C5 : J5-J6 ;

Tronçon C6 : J6- J7.

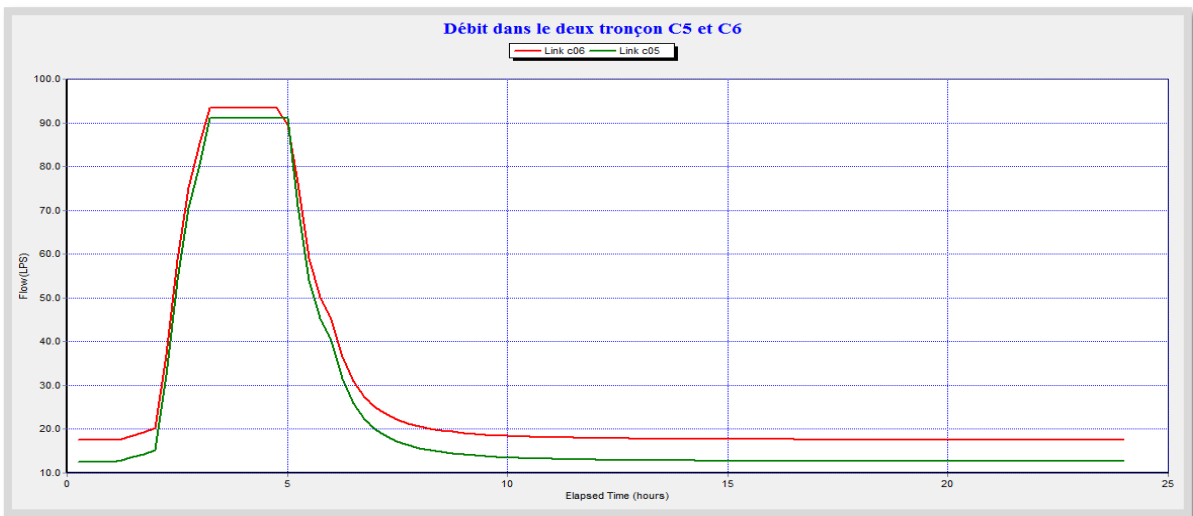


Figure V.15 : Variation des débits dans les deux tronçons C5 et C6.

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

Les débits de pointe des deux conduites C5 et C6 sont respectivement de 98.04 l/s et 96.32l/s.

d) Débits de pointe dans le réseau :

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

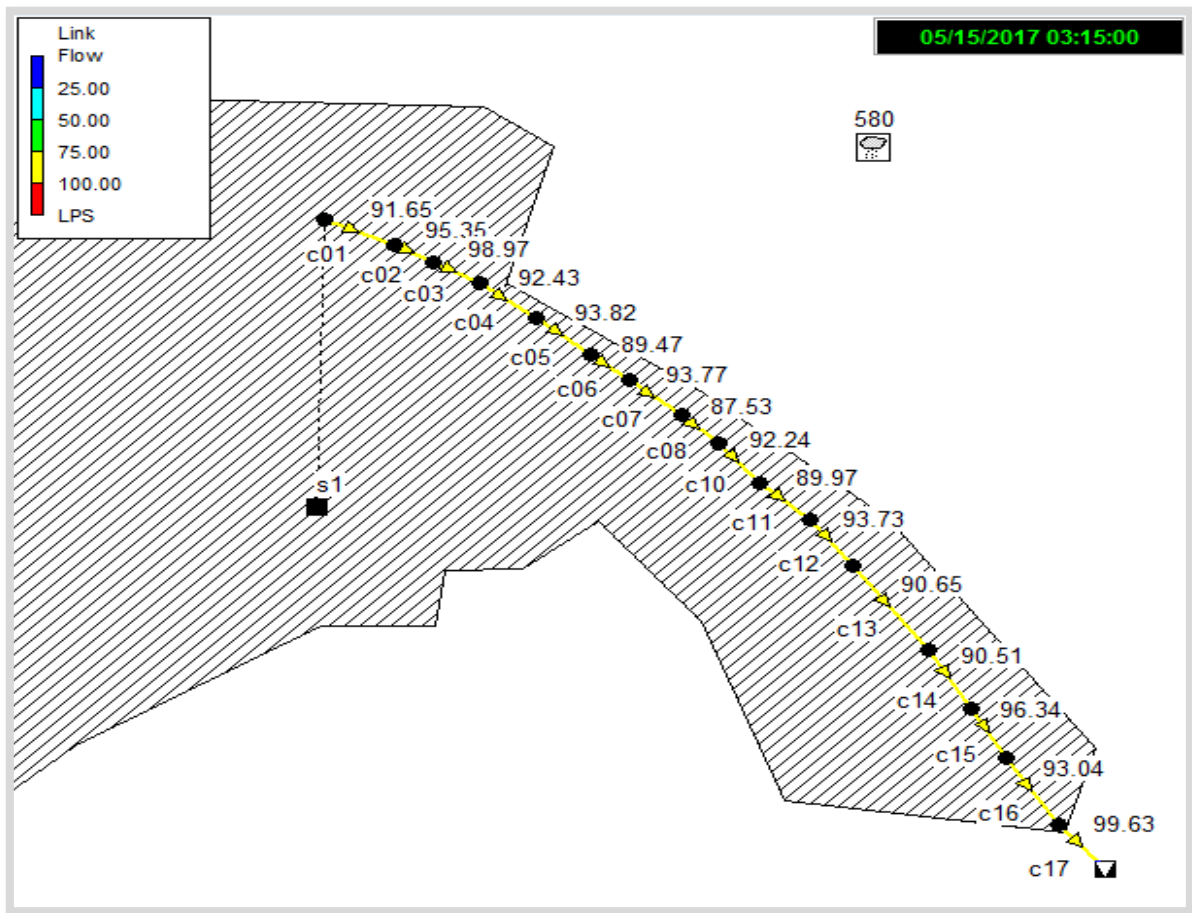


Figure V.16 : Débits de pointe dans le réseau au bout de 03 h 15 min.

e) Vitesses d'écoulement :

Il est nécessaire de vérifier les vitesses d'écoulement maximal atteint lors de l'événement pluvieux. Donc la vitesse limite est de l'ordre 1.75 m/s.

Les vitesses atteintes dans le réseau au bout de 03 h 15 min. sont données sur la figure(17).

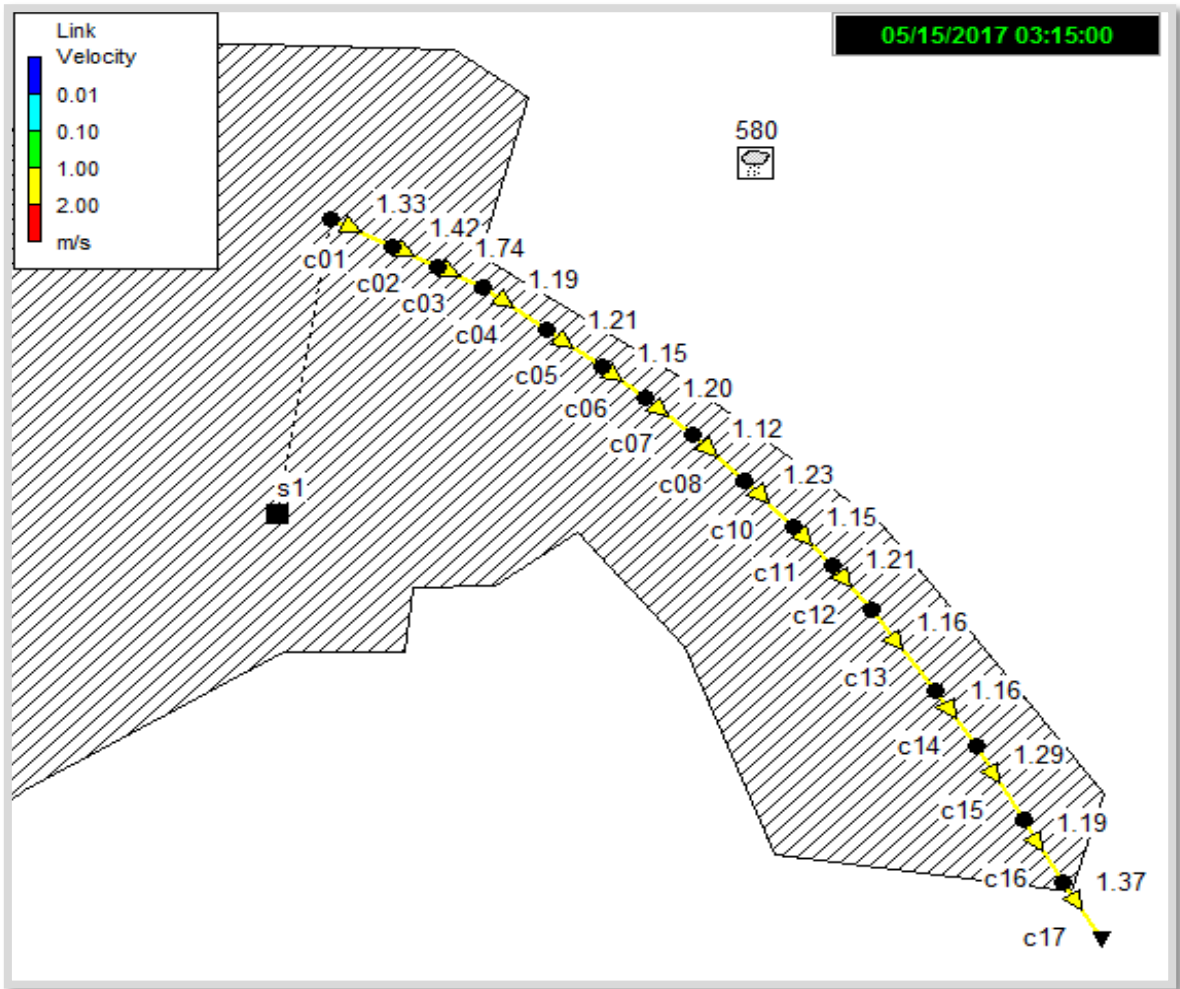


Figure V.17 : Vitesses maximales dans le réseau au bout de 03h 15 min.

Tableau V.01: Paramètres hydraulique (Débit et Vitesse) des conduites

Conduites	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Conduites	débit (l/s)	vitesse (m/s)
1	95.84	1.33	9	97.03	1.35
2	96.51	1.42	10	95.38	1.34
3	99.73	1.75	11	97.54	1.34
4	99.30	1.38	12	97.69	1.34
5	98.04	1.35	13	96.33	1.34
6	96.32	1.32	14	100.52	1.42
7	97.97	1.37	15	100.27	1.37
8	94.20	1.30	16	106.43	1.39

f) Régime d'écoulement :

Le régime d'écoulement se distingue en fonction du nombre de Froude. Ceci permet de localiser les tronçons travaillant en régime torrentiel ou fluvial (Figure 18).

On constate alors que la plupart des tronçons sont le siège d'un régime fluvial ($F < 1$), sauf le tronçon **C3** qui porte une valeur de nombre de Froude supérieure à **1** (régime torrentiel). Le passage du torrentiel au fluvial peut se manifester par un ressaut hydraulique, par conséquent des écoulements diphasiques à entraînement d'air peuvent avoir lieu, et provoquer même un dégagement des gaz dissous dans les regards de visite des eaux usées évacuées. Ces phénomènes suscitent à prévoir des dispositifs d'aération dans ces regards pour la bonne aération de l'écoulement par des événements par exemple. Donc on proposera de maintenir un dispositif d'aération aux regards surtout pour faciliter le dégagement des gaz toxiques.

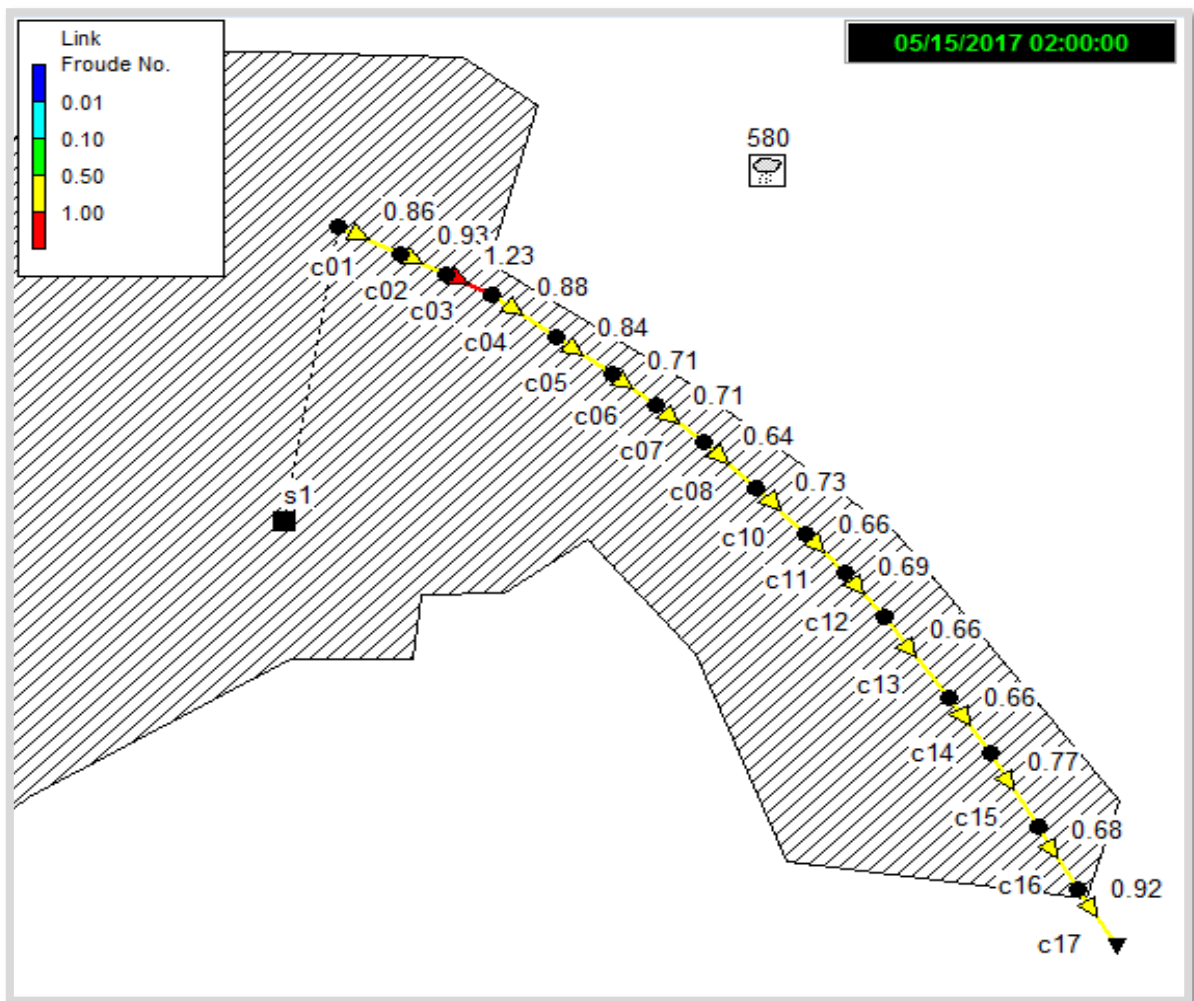


Figure V.18 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 02 h.

g) Ligne d'eau dans les conduites :

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

La ligne d'eau sur la conduite J22- Out1 est donnée sur la figure (19).

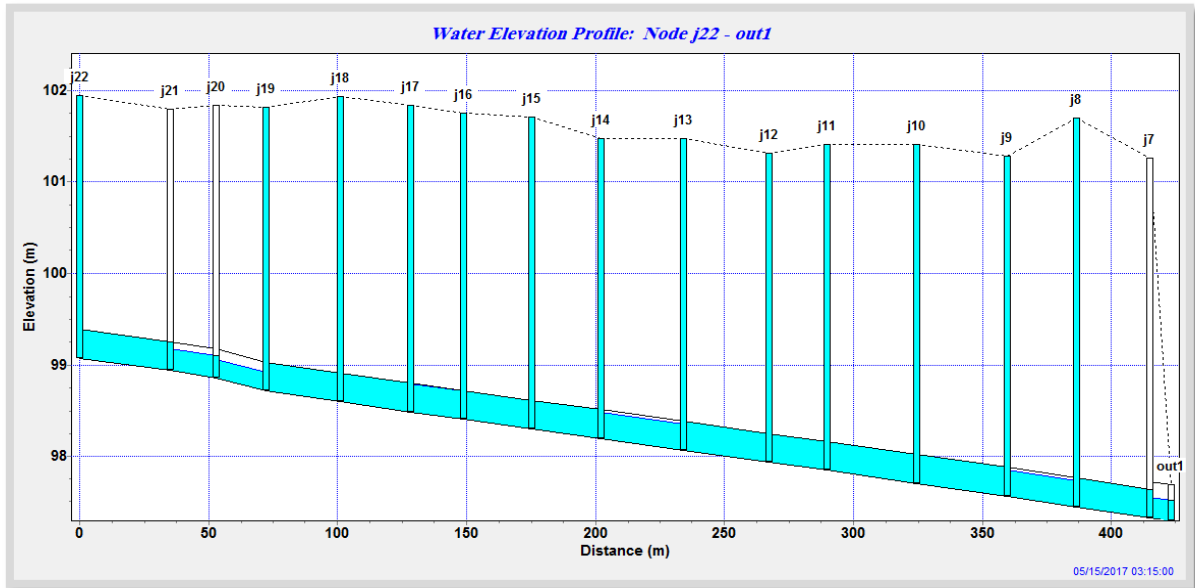


Figure V.19 : Ligne d'eau (cas de pointe) en toutes les conduites sauf la conduite J7, J20 et J21.

Pour une durée totale de pluie de 6 h, la réponse hydraulique du réseau n'est pas parfaite le logiciel SWMM5 a fait ressortir certain nombre d'insuffisance de capacité, donc débordement dans toutes les nœuds qui est provoqué par la surcharge des conduites. Sauf le nœud J7, J20 et J21.

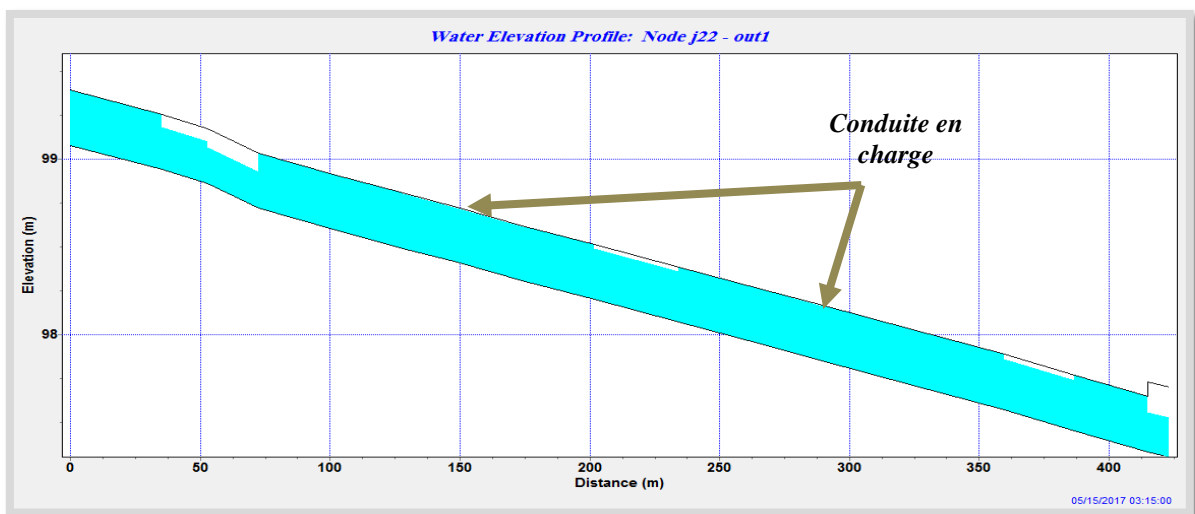


Figure V.20 : Ligne d'eau (cas de pointe) dans la conduite

h) Ruissellement sur les sous bassins :

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

On visualiser le hyetogramme à l'entrée (Figure 21), l'hydrogramme du ruissellement (Figure 22) et les pertes sur le bassin (Figure 23).

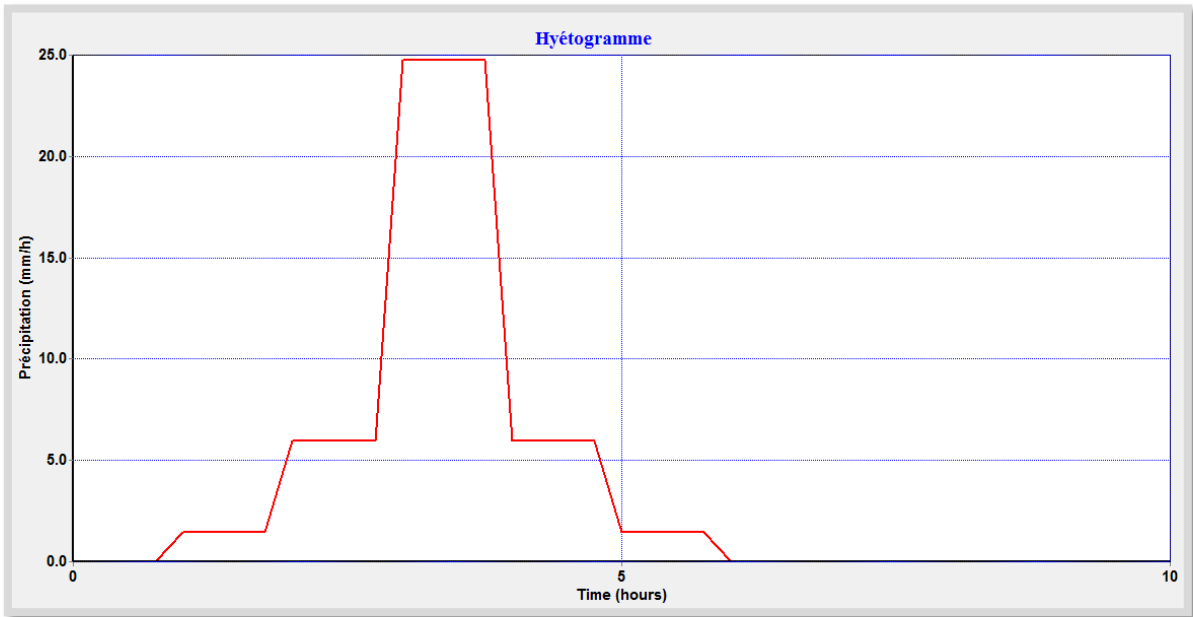


Figure V.21 : *Hyetogramme à l'entrée du sous bassin.*

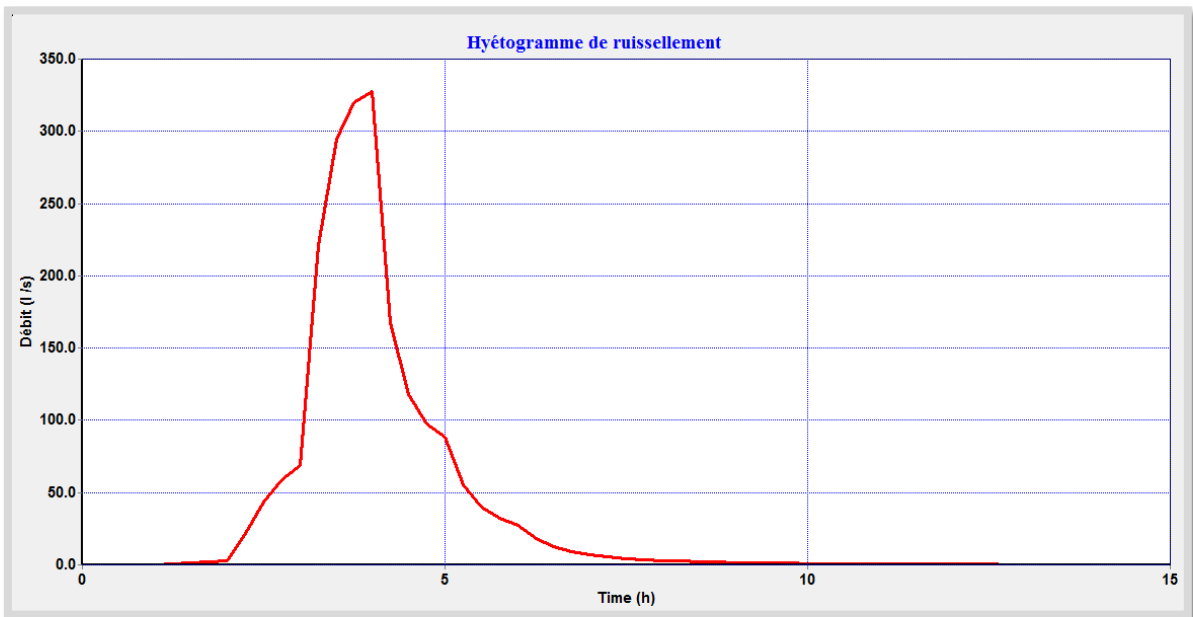


Figure V.22 : *Hydrogramme de ruissellement sur le sous bassin.*

Les résultats obtenus après la simulation sont représentées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.02 : les eaux de précipitation pour chaque sous bassin

Sous bassins	Lame d'eau (mm)			Débit Pluviale	Coefficient ruissellement
	Précipitée	Infiltrée	Ruisselée		
	mm	mm	mm	l/s	C
BV1	39.54	19.77	19.38	327.9	0.5

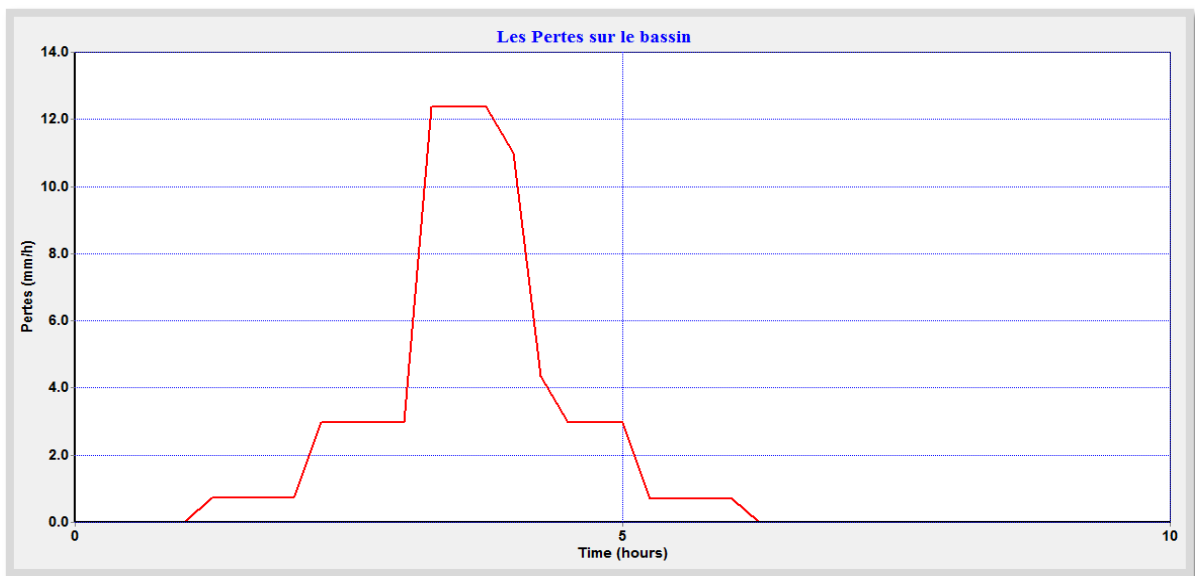


Figure V.23 : Courbe des pertes sur le sous bassin.

On remarque sur cette dernière courbe qu'une petite quantité du ruissellement. Contrairement au modèle du coefficient de ruissellement constant, Le manque d'ruissellement conduit à une infiltration accrue.

Conclusion sur les résultats de simulation et perspectives :

A travers ce travail, on a envisagé d'évaluer les résultats de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement en utilisant le logiciel SWMM 5.

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

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

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

Chapitre VI
Comparaison et discussion

VI.1 LES METHODES HYDROLOGIQUES UTILISEES EN TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT AU NIVEAU DES BASSINS VERSANTS

VI.1.1 Transformation pluie-débit par méthode classique :

La méthode classique est surtout basée sur l'observation et l'expérimentation qui ont abouti à des formules (modèles empiriques) qui sont destinés pour la conception des réseaux d'assainissement mais aussi utilisé pour leur diagnostic dans plusieurs études.

VI.1.1.1 Méthode rationnelle :

Cette méthode permet de calculer le débit maximum (de pointe) à l'exutoire d'un bassin versant soumis à une précipitation donnée.

La formule rationnelle implique la constance et la répartition uniforme de la pluie sur le bassin versant elle suppose également l'homogénéité spatiale de la nature de la surface réceptrice permettant la définition d'un coefficient de ruissellement C pour le bassin versant considéré. Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivantes :

- Im : Intensité de l'averse en mm/h est uniforme dans le temps et dans l'espace sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Qp en m³/s ;
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Qp est le même que celui de l'averse de l'intensité uniforme i ;
- Enfin le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à une autre et l'on a :

$$Qp = Q(n\Delta t) = \sum_{k=1}^n C_k i A_k = i \sum_{k=1}^n C_k A_k \dots \dots [1]$$

Avec :

A_k : Air (surface) élémentaire délimité par des lignes délimité par des lignes isochrone de ruissellement ;

C_k : Coefficient de ruissellement correspondant.

En posant :

$$C_A = \sum_{k=1}^n C_k A_k$$

On obtient finalement l'expression de la formule rationnelle :

$$Qp = K_1 . C . I . m . A ;$$

K_1 = Coefficient se rapportant aux unités $K = 1/3.6$;

C = Coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C < 1$;

I = Intensité en mm/h ;

A = Superficie du bassin en hectares.

A - 1 Coefficient de ruissellement :

$$C = \left(\sum_{k=1}^n C_k A_k \right) \div (A)$$

Le concept de coefficient de ruissellement consiste à supposer qu'à l'échelle d'un élément de bassin versant voir la totalité, la pluie nette peut s'exprimer sous la forme d'une fraction C de la pluie Brute ; Il s'agit d'un coefficient calculé et tabulé qui exprime les pertes au ruissellement en fonction du type d'occupation du sol sans la pente de ruissellement.

Tableau VI.01 : valeur du coefficient de ruissellement selon le type de surface (I = Pente)

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	$0.70 < C < 0.95$
Toitures et terrasses	$0.75 < C < 0.95$
Sols imperméables avec végétation :	
I < 2 %	$0.13 < C < 0.18$
I # 2 à 7 %	$0.18 < C < 0.25$
I > 7 %	$0.25 < C < 0.35$
Sols perméables avec végétation :	
I < 2 %	$0,10 < C < 0,15$
I # 2 à 7 %	$0,15 < C < 0,20$
I > 7 %	$0,05 < C < 0,10$

Source : Guide technique de l'assainissement, Pg 103

Tableau VI.02 : valeur de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	$0.7 < C < 0.95$
Résidentiel :	
-lotissements	$0.30 < C < 0.50$
-Collectifs	$0.50 < C < 0.75$
-Habitat dispersé	$0.25 < C < 0.40$
industriel	$0.50 < C < 0.80$
Parcs et jardins publics	$0.25 < C < 0.25$
Terrains de sport	$0.10 < C < 0.30$
Terrains vagues	$0.05 < C < 0.15$
Terrains agricoles	
-Drainées	$0.05 < C < 0.13$
-Non drainées	$0.03 < C < 0.07$

Source : *Guide technique de l'assainissement, Pg 103*

A - 2 Intensité :

L'intensité d'une pluie est le rapport du volume d'eau tombé pendant une durée donnée sur une surface donnée (unité usuelle : mm/h), la courbe représentant la variation de l'intensité en fonction du temps est appelé hyetogramme.

L'intensité peut être obtenue à partir des enregistrements des mesures à l'aide d'un pluviomètre ou bien calculée (synthétiser) par la loi de Montana :

$$i = a t^b$$

$$h = a t^b$$

$$h = i . t$$

Avec :

i : Intensité n mm/mn ;

t : Durée de la pluie (mn) ;

h : Hauteur total (mm).

a et b coefficient dépendant de la région géographique et la période retour.

A - 3 Temps de concentration :

Le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée "hydrologiquement" de l'exutoire pour parvenir à celui-ci.

En littérature on trouve plusieurs méthodes pour parvenir au temps de concentration, on peut citer :

$$\text{Nash: } t_c = 29.6 \times \left(\frac{A}{I}\right)^{0.3}$$

$$\text{Passini : } t_c = 0.14 \times (A.L)^{1/3} \times I^{-0.5}$$

$$\text{Kirposh: } t_c = 0.01947 \times L^{0.17} \times I^{-0.385}$$

Avec:

T_c : Temps de concentration (minute) ;

A : Surface en (hectare) ;

L : Longueur de parcours correspondant au temps de concentration (mètre) ;

I : Pente moyenne des versants (m /m).

B - Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot permet aussi de calculer le débit de pointe. Elle représente une évolution de la méthode rationnelle en évitant d'être limité par l'estimation du temps de concentration d'une part, et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant d'autre part.

Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain ; elle a été mise au point par A. Caquot et présentée en octobre, 1941, dans un compte rendu à l'académie des sciences de Paris.

La formule est exprimée comme suit :

$$Q_{brute} = K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u}$$

Q_{brute} : Débit de brute en (m³/s) ;

I : Pente moyenne du bassin versant en (m/m) ;

C : Coefficient de ruissellement ;

A : Superficie du bassin versant en Hectares ;

$K.U.W.V$ dépend des coefficients de Montana a et b :

$$K = 0.5^b \cdot \frac{a}{6.6}$$

$U = 1 + 0.287 b$ Avec ($0 < U < 1$).

$V = -0.41 b$.

$W = 0.95 + 0.507 b$.

a et b coefficient dépendant de la région géographique et de la période retour.

Le débit Brute ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient d'influence m dont la formule est :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^u$$

$$u = \frac{0.84 \cdot b}{1 + 0.287 \cdot b}$$

Avec :

M coefficient de l'allongement définit comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » en (mètre ou hectomètre) à la racine carré de la surface en (mètre carré ou en hectare) équivalente à la superficie du bassin versant. Son expression est :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \text{ et } M \neq 2$$

Ainsi la formule de débit de pointe (corrigée) s'est :

$$Q_p = m \cdot Q_{brute}$$

B - 1 Assemblage des bassins versants :

La méthode de Caquot est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application de cette méthode à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres (A , C , I et M) du groupement. Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « séries » ou en « parallèle » exprimées ci-après :

Tableau VI.03 : Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	l_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\left(\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum L_j \cdot Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L \cdot (Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

Source : *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement, Pg 174*

B - 2 Limitation de la méthode :

La méthode de Caquot reste la méthode de base même si elle a quelques limites qui sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- Surface de bassin versant inférieure à 200 hectares ;
- Pente comprise entre 0.2% et 5% ;
- Coefficient de ruissellement supérieur à 20%.

VI.1. 1.2 Transformation pluie-débit par modélisation :

Au niveau de la modélisation déterministe, la transformation pluie débit se fait par succession de deux sous modèle : une fonction de production et une fonction de transfert.

A. Fonction de production :

Ce sous modèle permet de déduire la pluie nette de la pluie brute par plusieurs méthodes :

A.1 Méthode d'Horton :

Modèle empirique de représentation de l'infiltration sur les sols perméables. Le modèle d'Horton consiste à exprimer la capacité d'infiltration normale –d'un sol sous la forme suivante :

$$f(x) = f_c + (f_0 - f_c) \times e^{-kt}$$

Avec :

f_0 : Capacité d'infiltration du sol en (mm/h) ;

f_c : Capacité d'infiltration du sol saturé (mm/h) ;

K : Constante de temps positive.

Limite de la méthode d'Horton :

Ce modèle donne une bonne approximation des courbes d'infiltration dans un sol saturé dans son horizon superficiel ou dans un sol fortement végétalis, elle convient en revanche très mal pour les sols nus et secs où les problèmes d'interface eau /air dans la zone superficielle sont important.

A - 2 Méthode de Green Ampt :

Ce Modèle repose sur des hypothèses simplificatrices qui impliquent une schématisation du processus d'infiltration :

$$i(x) = K_s \left[1 + \frac{h_0 - h_f}{Z_f(t)} \right]$$

Avec :

K_s : Conductivité hydraulique à saturation (mm/h) ;

h_0 : Charge de pression en surface (mm) ;

h_f : Charge de pression au front d'humidification (mm) ;

Z_f : Profondeur atteinte par le front d'humidification (mm).

A - 3 Méthode de SCS :

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

$$\frac{Q}{P_e} = \frac{P_e - Q}{S}$$

Avec :

P_e : Hauteur cumulé d'eau depuis le début de la pluie en (mm) ;

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

S : Capacité maximale de Stockage du sol.

L'expérience montre que P_e est souvent proche de $P - 0.2*S$ où P est la pluie brute.

L'équation du *SCS* s'écrit donc :

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

La valeur de S dépend du type de sol et des conditions antécédentes d'humidité. Ces valeurs ont été déterminées expérimentalement pour de nombreux sols aux Etats-Unis et sont tabulées (Bras, 1990).

B - Fonction de transfert :

Le but de sous modèle est de transformer les résultats (pluie nette) de la fonction production en un hydrogramme (débit) d'écoulement entrant dans le réseau des collecteurs.

B -1 Modèle de réservoir linéaire :

C'est le modèle le plus couramment utilisé pour les bassins versants urbains vue sa simplicité en terme de paramètre demandé (il contient un seul paramètre). Dans ce modèle on peut considérer que le bassin versant peut être représenté par un réservoir avec une entrée (pluie nette) et une vidange (débit à l'exutoire) et une fonction de stockage. Le modèle est donc établi en combinant :

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

$$V_s(t) = K \cdot Q_s(t)$$

Et l'équation de continuité :

$$\frac{d(V_s)}{d_t} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

Avec :

K : Paramètre unique du modèle homogène à un temps appelé lag-time ou temps de réponse (S).

$V_s(t)$: Volume instantané stocké dans le bassin versant (m^3) ;

$Q_e(t)$: Débit de pluie nette (m^3/s) ;

$Q_s(t)$: Débit à l'exutoire (m^3/s).

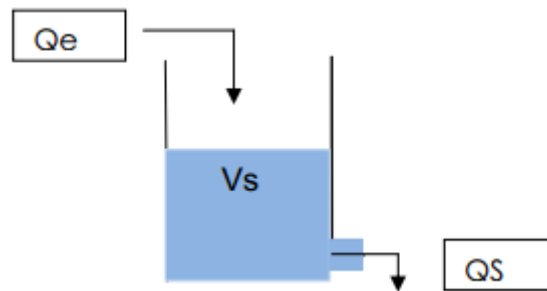


Figure VI.01 : Représentation du modèle de réservoir linéaire

B - 2 Modèle de réservoir non linéaire :

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

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

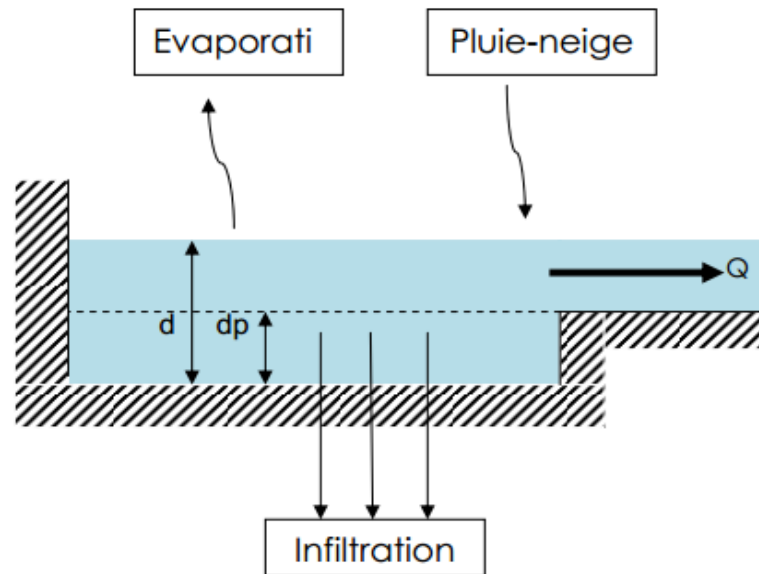


Figure VI.02 : Représentation du modèle de réservoir non linéaire

L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{d_v}{d_t} = A \cdot \frac{d_d}{d_t} = A \cdot i - Q$$

L'équation de Manning-Strickler :

$$Q = W \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2}$$

Avec :

V : Volume de l'eau dans le bassin versant (m³) ;

A : La surface du bassin versant (m²) ;

d : Tirant d'eau (m) ;

t : temps (s) ;

d_p : Hauteur de l'eau stocké dans les dépressions (m) ;

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

Q : Débit de sortie (m³/s) ;

W : Largeur du bassin (m) ;

n : Coefficient de Manning ;

S : Pente de terrain.

La combinaison des équations (f1) et (f2) donne l'équation des réservoirs non linéaires.

$$\frac{d_d}{d_t} = i - \frac{W}{A.n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2}$$

Cette équation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{d_1 - d_2}{d_t} = i - \frac{W}{A.n} \left(d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) \right)^{5/3} S^{1/2}$$

L'équation est résolue, en fonction du temps, selon la méthode itérative Newton Raphson, afin d'obtenir la valeur de d_2 . Une fois cette valeur est connue, le débit ruisselé et calculé par (f2).

Dans toutes les méthodes hydrologiques utilisées en modélisation le temps est un élément principal dans la détermination des débits, depuis la fonction de production (évolution de la capacité d'infiltration) jusqu'à la fonction du transfert (évolution des débits). Par contre en méthode de Caquot le débit est instantané et l'infiltration est constante (coefficient de ruissellement).

VI.2 LES METHODES HYDRAULIQUES UTILISEES AU NIVEAU DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

VI.2.1 Généralités

Les méthodes hydrauliques désignent l'ensemble des formules qui étudient le mouvement d'une masse d'eau (écoulement), en assainissement l'écoulement est en général à surface libre.

VI.2.1.1 Ecoulement à surface libre :

L'écoulement est dit à surface libre lorsque celui-ci se produit dans un canal à ciel ouvert ou dans une conduite fermée avant que celle-ci ne soit pleine et tant que la pression de l'air au dessous du liquide est voisine de la pression atmosphérique.

VI.2.1.2 Ecoulement permanent et non permanent :

Le régime d'écoulement est dit permanent si ses caractéristiques sont indépendantes du temps.

Dans ces conditions les différents paramètres hydrauliques (vitesse, débit, hauteur) sont constants dans un point donné.

Dans le cas contraire on parle d'un régime d'écoulement non permanent.

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent.

VI.2.1.3 Ecoulement uniforme et non uniforme :

Le régime est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre, et par contre le régime est dit Non-uniforme ou varié si ces paramètres changent d'une section à l'autre. La pente alors de la surface libre diffère de celle du fond.

VI.2.2 Calcul hydraulique par la méthode classique :

Pour la méthode classique, l'écoulement est considéré comme uniforme et permanent ce qui veut dire une constance des paramètres hydrauliques. Ainsi la vitesse moyenne, le tirant d'eau et donc le débit restent invariables dans le temps et dans les différentes sections du canal le long de l'écoulement. La formule utilisée pour le calcul de ces paramètres est celle de Manning- Strickler.

VI.2.2.1 Formule de Manning-Strickler :

C'est une formule expérimentale simple :

$$Q(t) = K_s \cdot S \cdot I^{1/2} \cdot Rh^{2/3}$$

Avec :

S : Section de la canalisation ;

I : Pente de la canalisation ;

Rh : Rayon hydraulique correspondant au rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé ;

K_s : Coefficient de Manning Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements a surface libre.

Tableau VI.04 : Coefficients de rugosité

Dénomination	K_s
Terre	40
Béton armé	60
Béton vibré	70
A.C	70
P.V.C	80

VI.2.3 Calcul hydraulique par modélisation déterministe

Dans les réseaux d'assainissement, les phénomènes transitoires sont systématiquement présents du fait de la variabilité des débits par temps de pluie. Ils se traduisent par une variation, qui peut être brutale dans certains cas, de la hauteur d'eau due à la propagation d'une onde de gravité ou d'un ressaut hydraulique. En effet, lors du démarrage d'une pompe ou de l'ouverture d'une vanne, une onde peut rapidement se propager dans le réseau.

La méthode de calcul hydraulique par modélisation déterministe prend en considération cette réalité en résolvant les équations de Barré de Saint Venant qui décrivent mathématiquement la réalité physique de l'écoulement transitoire.

VI.2.3.1 Formule de Barré de Saint Venant :

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

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

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

Les variables sont le débits $Q(x,t)$ et la section mouillée $S(x,t)$

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

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

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

a - L'équation de continuité :

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

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

Avec :

q : représente un événement éventuel débit latérale, par unité de longueur positif ou négatif selon qu'il s'agit respectivement d'un débit d'apport ou de fuite ;

S : La section mouillée ;

Q : Le débit dans la conduite.

b - L'équation de la dynamique :

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

Les formulations les plus classiques sont les suivantes :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/S)}{\partial x} + g \cdot S \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot S \cdot (I - J) + K \cdot q \frac{Q}{S}$$

Ou encore :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial(v)}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (K - 1) \cdot q \frac{V}{S}$$

Avec :

V : La vitesse d'écoulement dans la section ;

h : La hauteur d'eau dans la section ;

I : La pente de la conduite (m/m) ;

J : La perte de charge unitaire (m/m) ;

K : Compris entre 0 et 1 selon que le débit latéral est entrant (0) ou sortant (1).

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

VI.3 DESCRIPTION DE LA MODELISATION

Pour réaliser la modélisation des réseaux d'assainissements, il existe plusieurs modèles qui ont été développés dans différents pays, les plus utilisés sont : **CANOE** (modèle Français), **MOUSE** (modèle danois) et **SWMM** (modèle américain). Ces trois logiciels présentent beaucoup de ressemblance en ce qui concerne leurs bases théoriques physiques et mathématiques, les deux premiers logiciels (**CANOE** et **MOUSE**) sont payants, par contre le logiciel **SWMM** est disponible sur le net gratuitement. Pour notre projet, on s'est limité au logiciel **SWMM** qui au stade de ce travail a permis d'atteindre nos objectifs.

Ce logiciel, élaboré par l'organisme national américain de l'environnement, est d'un usage courant aux Etats-Unis. Il a été introduit en Europe par un grand groupe mondial.

Le logiciel considère le réseau d'assainissement comme un ensemble de points de jonction reliés entre eux par des lignes.

VI.3.1 Vérification du fonctionnement du réseau par méthode classique et par modélisation déterministe :

Le réseau d'assainissement existant des quatre bassins versants A, B, C, et D au centre de la ville de Sidi Ben Sassi, constitué des collecteurs décrits dans le chapitre précédente, a été vérifié quant à sa capacité à évacuer les débits des eaux pluviales urbaines par les deux méthodes : Classique et la modélisation déterministe (logiciel SWMM 5).

VI.3.1.1 donnée de base

A - Délimitation des bassins versants :

La délimitation des bassins versants existants a été faite suivant les bases classiques appliquées en assainissement et le tracé topographique des collecteurs établis sur terrain. Les bassins versants drainés par les collecteurs primaires et secondaires ont été reportés sur le document topographique à l'échelle 1/2000.

B - Choix des périodes de retour des pluies :

Pour un périmètre urbain déterminé, les débits à prendre en considération, sont ceux engendrés par les événements pluvieux contre lesquels on désire se protéger. Une protection totale contre les inondations causées par la pluie serait excessive, compte tenu des investissements lourds qu'il faudrait consentir pour satisfaire des besoins à caractère exceptionnel. On est donc amené à admettre des insuffisances de réseaux pour des événements pluvieux ayant des périodes de retour T qui dépassent la fréquence seuil déterminée.

Pour vérifier la capacité du réseau d'assainissement principale de la ville de Sidi Ben Sassi on optera pour une période de retour de 5 ans puis de 10 ans.

C - Préparation des paramètres de la méthode classique**C.1 Paramètres hydrologiques (la transformation pluie- débit par méthode de Caquot) :**

Les paramètres de la formule de Caquot précédemment décrit dans le chapitre V tel que le coefficient de ruissellement, la surface, l'allongement et les pentes des bassins versants ont été soigneusement préparés à partir du plan de restitution et du plan d'aménagement.

Pour les paramètres a et b de Montana on a adopté $a = 5.8$ mm/min et $b = -0.63$

C.2 Paramètres hydrauliques (formule de Manning) :

Les pentes des collecteurs et leurs sections ont été apportées par levé topographique du réseau d'assainissement existant.

D - Préparation des données pour la modélisation :

La préparation des données est l'étape la plus difficile en modélisation vue le nombre de paramètres importants à déterminer surtout au niveau des bassins versants et vue la difficulté d'évaluer certains paramètres tels que l'imperméabilisation. Dans le tableau suivant on rappelle des méthodes utilisées par le logiciel **SWMM**, qui sont décrites dans ce chapitre.

Tableau VI.05 : Tableau récapitulatif des méthodes utilisé par le logiciel SWMM

Hydrologie		Hydraulique
Fonction production	Fonction de transfert	Méthode de Barré de Saint Venant en utilisant le modèle
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Méthode d'Horton ▪ Méthode de Green – Ampt ▪ Méthode SCS 	méthode des réservoirs non linaires	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Modèle d'onde cinématique ▪ Modèle d'onde dynamique ▪ Steady Flow Routing : régime permanent

D -1 Données d'entrée pour la transformation pluie- débit :

Dans la rubrique qui concerne le bassin versant il faut introduire les données suivantes :

- La surface du bassin versant ;
- La pente du bassin versant ;
- La largeur du bassin versant qui est égale au rapport de la surface sur la longueur ;
- La hauteur du stockage au niveau des dépressions perméables ;
- La hauteur du stockage au niveau des dépressions imperméables ;
- Le pourcentage de l'imperméabilisation ;
- Le coefficient n de Steckler pour les zones imperméables ;
- Le coefficient n de Steckler pour les zones perméables ;
- Les paramètres d'infiltration pour la méthode d'Horton qu'on a choisi comme fonction de production vu la disponibilité des données.

D -2 Données de calcul hydraulique :

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

VI.3.1.2 Résultat de la vérification du réseau par méthode de Classique :

Les calculs par méthode de Caquot des débits engendrés par les bassins versants et leurs assemblages ont été faits sur la base des critères de calcul décrits dans ce chapitre IV, ainsi que les tableaux des calculs hydrauliques des collecteurs.

Afin de vérifier la capacité hydraulique du réseau ; le calcul hydrologique a été faite premièrement pour des pluies de période de retour de 10ans.

Pour la pluie, les calculs de vérification des capacités d'évacuation des eaux pluviales du collecteur principal ont révélé une suffisance dans le réseau.

L'ensemble des débits à pleine section du collecteur ainsi que les débits des eaux pluviales calculées pour les périodes de 10 ans sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.06 : Tableau récapitulatif de suffisance de collecteur

Conduites	Regard		Pente (m/m)	Diamètre existant (mm)	Longueur (m)	Q_{ps} (l/s)	Q_{max} (l/s)	Observation
	amont	aval					Pr 10 ans	
1	R 22	R 21	0.004	315	35.10	81.46	96.29	insuffisant
2	R 21	R 20	0.004	315	17.97	81.46	98.60	insuffisant
3	R 20	R 19	0.004	315	19.23	81.46	100.41	insuffisant
4	R 19	R 18	0.004	315	28.80	81.46	126.42	insuffisant
5	R 18	R 17	0.004	315	27.14	81.46	128.97	insuffisant
6	R 17	R 16	0.004	315	20.49	81.46	136.98	insuffisant
7	R 16	R 15	0.004	315	26.45	81.46	139.46	insuffisant
8	R 15	R 14	0.004	315	26.76	81.46	146.76	insuffisant
9	R 14	R 13	0.004	315	32.28	81.46	149.80	insuffisant
10	R 13	R 12	0.004	315	32.93	81.46	152.90	insuffisant
11	R 12	R 11	0.004	315	22.48	81.46	155.01	insuffisant
12	R 11	R 10	0.004	315	34.93	81.46	158.30	insuffisant
13	R 10	R 9	0.004	315	35.04	81.46	166.60	insuffisant
14	R 9	R 8	0.004	315	26.96	81.46	169.41	insuffisant
15	R 8	R 7	0.004	315	28.42	81.46	172.09	insuffisant
16	R 7	Ex	0.004	400	8.12	154.03	172.85	insuffisant

VI.3.1.3 Résultat de la vérification du réseau par modélisation (logiciel SWMM):

A - Période de retour de 10 ans :

En introduisant les données de pluie de période de retour de 10 ans. Le logiciel SWMM a ressorti un certain nombre de défaillance qu'on peut résumer comme le tableau suivant :

Tableau VI.07 : Tableau descriptif des débits maximums et des observations

Conduites	Regard		Pente (m/m)	Diamètre existant (mm)	Longueur (m)	Q_{ps} (l/s)	Q_{max} (l/s)	Observation
	amont	aval					Pr 10 ans	
1	R 22	R 21	0.004	315	35.10	81.46	95.84	Mise en charge dans les conduites C1,C4,C5,C6,C7, C8,C10,C11,C12, C13,C15, puis débordement au niveau des regard : R22, R19, R18, R17, R16, R15, R14, R13, R12, R11, R10, R9, R8.
2	R 21	R 20	0.004	315	17.97	81.46	96.51	
3	R 20	R 19	0.004	315	19.23	81.46	99.73	
4	R 19	R 18	0.004	315	28.80	81.46	99.30	
5	R 18	R 17	0.004	315	27.14	81.46	98.04	
6	R 17	R 16	0.004	315	20.49	81.46	96.32	
7	R 16	R 15	0.004	315	26.45	81.46	97.97	
8	R 15	R 14	0.004	315	26.76	81.46	94.20	
9	R 14	R 13	0.004	315	32.28	81.46	97.03	
10	R 13	R 12	0.004	315	32.93	81.46	95.38	
11	R 12	R 11	0.004	315	22.48	81.46	97.54	
12	R 11	R 10	0.004	315	34.93	81.46	97.69	
13	R 10	R 9	0.004	315	35.04	81.46	96.33	
14	R 9	R 8	0.004	315	26.96	81.46	100.52	
15	R 8	R 7	0.004	315	28.42	81.46	100.27	
16	R 7	Ex	0.004	400	8.12	154.03	106.43	

Conclusion :

La vérification et le dimensionnement des réseaux d'assainissement unitaire, se fait d'une manière générale à l'aide de méthode de Caquot, cette méthode classique ne permet que l'estimation de débit de pointe à l'exutoire, or il existe grâce à la révolution numérique des logiciels qui réalisent la simulation des réseaux, ce qui permet de savoir leur fonctionnement réel en fonction temps.

A travers ce travail, on a envisagé d'évaluer l'apport de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement en comparant les deux méthodes Classique et la modélisation déterministe.

Afin de réaliser cet objectif, on a opté à l'étude de cas de la ville de Sidi Ben Sassi en choisissant le réseau d'assainissement du centre de la ville, qui présente plusieurs débordements dans le réseau.

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

CONCLUSION GÉNÉRALE

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

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

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

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

- a. Sa puissance et sa rapidité de convergence. La propagation de l'écoulement dans les conduites est représentée par le système complet des équations de Barré De Saint Venant et des schémas de calcul performants sont utilisés ;
- b. Sa popularité. Une large proportion des municipalités et des consultants est très familière avec EPA- SWMM ou l'une de ses interfaces.

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

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

Malgré que la modélisation est plus fiable et donne des résultats optimaux par rapport à la méthode classique, elle reste difficile à appliquer dans un grand nombre de réseaux urbains Algérien à cause de l'absence ou de la non fiabilité des données, surtout avec le manque des enregistrements météorologique (les pluies), et les débits émanant des averses dans le réseau, ce qui constitue une grande difficulté au concepteur pour réaliser l calage des modèles.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **Berland, J.M (2004)**. « Réhabilitation des réseaux d'assainissement en zone rurale ». Document technique.115p.

[2] **Bouhant. Chouaib (2012)**. «Diagnostic du Réseau d'Assainissement de La ville AHMED RACHDI-Wilaya de MILA – via SWMM». Mémoire de fin d'études. École nationale polytechnique d'Alger.117p.

[3] **Bourrier, R.; 1997-** Les réseaux d'assainissement (calcul-applications-perspectives). 4ème édition. Ed. Paris.810p.

[4] **Julien. Baud (2008)**. «Modélisation de la gestion des eaux de pluie en milieu urbanisé : méthodologie de construction d'un modèle en vue d'une application avec le logiciel pswmm.net». Rapport de Master. École polytechnique fédérale de Lausanne.

[5] **Laaziza. Lamraoui (2009)**. «Modélisation du réseau d'assainissement unitaire : cas de la ville de Boujaad». Mémoire de fin d'études. Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG et Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II. 186p.

[6] **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.

[7] **Lilian. Berterreche et Renaud. Champredonde (2008)**. «Etude de la génération de crues rapides par la confrontation de deux logiciels».

Manuel du logiciel SWMM 5.

[8] **Rahmoun. Ibrahim (2012)**. «Indices de dysfonctionnement des réseaux d'assainissement –Simulation du Débordement dans un collecteur -»mémoire de magister en sciences de l'eau. École nationale polytechnique d'Alger.144p.

[9] **Thomas. Roemer (2006)** «Recherche et mise place de techniques alternatives en assainissement pluvial sur la commune de Lingolsheim» Mémoire de fin d'études. École nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg. 60p.

[10] **Sites internet :**

<http://maps.google.com/maps>

<http://www.pse.ensg.ign.fr/fichchem.php3>

<http://www.startimes2.com>

<http://ww.ingdz.com>

<http://ww.abhcs.com>

<https://www.scribd.com/document/56215630/Modelisation-des-reseaux-des-eaux-usees>

ANNEXE

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.1 (Build 5.1.012)

 NOTE: The summary statistics displayed in this report are
 based on results found at every computational time step,
 not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units LPS
 Process Models:
 Rainfall/Runoff YES
 RDII NO
 Snowmelt NO
 Groundwater NO
 Flow Routing YES
 Ponding Allowed NO
 Water Quality NO
 Infiltration Method GREEN_AMPT
 Flow Routing Method KINWAVE
 Starting Date 05/15/2017 00:00:00
 Ending Date 05/16/2017 00:00:00
 Antecedent Dry Days 0.0
 Report Time Step 00:15:00
 Wet Time Step 00:15:00
 Dry Time Step 01:00:00
 Routing Time Step 60.00 sec

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	0.381	39.540
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	0.191	19.770
Surface Runoff	0.187	19.390
Final Storage	0.005	0.506
Continuity Error (%)	-0.318	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	Meters
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	0.187	1.869
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.663	6.632
External Outflow	0.704	7.039
Flooding Loss	0.159	1.589
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.001	0.012
Continuity Error (%)	-1.628	

ANNEXE

Highest Flow Instability Indexes

Link c05 (5)
Link c12 (5)
Link c10 (3)
Link c17 (3)
Link c04 (3)

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step : 60.00 sec
Average Time Step : 60.00 sec
Maximum Time Step : 60.00 sec
Percent in Steady State : 0.00
Average Iterations per Step : 1.43
Percent Not Converging : 0.00

Subcatchment Runoff Summary

Subcatchment	Total Precip mm	Total Runon mm	Total Evap mm	Total Infil mm	Total Runoff mm	Total Runoff Mltrs	Peak Runoff LPS	Runoff Coeff
s1	39.54	0.00	0.00	19.77	19.39	1.87	329.07	0.490

Node Depth Summary

Node	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters	Time of Max Occurrence days hr:min	Reported Max Depth Meters
j7	JUNCTION	0.22	0.32	97.64	0 02:26	0.31
j10	JUNCTION	0.68	3.70	101.41	0 02:28	3.70
j9	JUNCTION	0.70	3.71	101.28	0 02:27	3.71
j8	JUNCTION	0.86	4.25	101.70	0 02:21	4.25
j11	JUNCTION	0.61	3.56	101.41	0 02:32	3.56
j12	JUNCTION	0.55	3.38	101.32	0 02:37	3.38
j13	JUNCTION	0.52	3.41	101.48	0 02:41	3.41
j14	JUNCTION	0.47	3.28	101.48	0 02:48	3.28
j15	JUNCTION	0.46	3.41	101.71	0 02:51	3.41
j16	JUNCTION	0.41	3.34	101.75	0 03:03	3.34
j17	JUNCTION	0.39	3.35	101.84	0 03:03	3.35
j18	JUNCTION	0.37	3.33	101.93	0 03:04	3.33
j19	JUNCTION	0.33	3.10	101.82	0 03:04	3.10
j20	JUNCTION	0.07	0.26	99.12	0 04:48	0.24
j21	JUNCTION	0.06	2.86	101.80	0 04:47	0.31
j22	JUNCTION	0.26	2.86	101.94	0 03:04	2.86
out1	OUTFALL	0.20	0.23	97.53	0 02:28	0.23

ANNEXE

Node Inflow Summary

Node	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume Mltr	Total Inflow Volume Mltrs
j7	JUNCTION	6.59	106.86	0 02:27	0.569	7.04
j10	JUNCTION	6.06	103.75	0 05:27	0.524	5.57
j9	JUNCTION	6.38	102.77	0 05:38	0.551	6.05
j8	JUNCTION	6.49	106.56	0 05:41	0.561	6.6
j11	JUNCTION	5.94	103.57	0 05:21	0.513	5.14
j12	JUNCTION	5.86	102.81	0 02:52	0.506	4.65
j13	JUNCTION	5.74	102.37	0 05:14	0.496	4.22
j14	JUNCTION	5.62	99.57	0 03:00	0.486	3.73
j15	JUNCTION	5.34	103.80	0 03:04	0.461	3.34
j16	JUNCTION	5.25	101.67	0 05:06	0.453	2.89
j17	JUNCTION	4.94	103.18	0 04:59	0.427	2.52
j18	JUNCTION	4.84	104.45	0 04:52	0.418	2.12
j19	JUNCTION	3.85	103.60	0 04:48	0.332	1.72
j20	JUNCTION	3.78	100.16	0 04:48	0.326	1.39
j21	JUNCTION	0.13	96.40	0 04:47	0.0109	1.06
j22	JUNCTION	329.07	329.07	0 04:01	1.87	1.87
out1	OUTFALL	0.00	106.22	0 02:28	0	7.04

Node Flooding Summary

Flooding refers to all water that overflows a node, whether it ponds or not.

Node	Hours Flooded	Maximum Rate LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Total Flood Volume Meters	Maximum Ponded Volume 1000 m3
j10	3.37	11.39	0 02:42	0.077	0.000
j9	3.43	5.66	0 05:41	0.019	0.000
j8	3.90	12.70	0 05:42	0.130	0.000
j11	3.10	10.84	0 02:46	0.094	0.000
j12	2.88	10.61	0 02:52	0.055	0.000
j13	2.73	10.76	0 05:15	0.075	0.000
j14	2.52	6.73	0 05:14	0.022	0.000
j15	2.43	15.27	0 03:05	0.094	0.000
j16	2.17	8.73	0 03:05	0.020	0.000
j17	2.13	12.38	0 05:00	0.085	0.000
j18	2.07	10.38	0 04:47	0.064	0.000
j19	2.00	9.50	0 04:49	0.035	0.000
j21	0.03	0.43	0 04:47	0.000	0.000
j22	1.90	239.35	0 04:01	0.818	0.000

ANNEXE

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow LPS	Max Flow LPS	Total Volume Mltrs
out1	100.00	81.50	106.22	7.039
System	100.00	81.50	106.22	7.039

 Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow LPS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth
c01	CONDUIT	96.28	0 04:47	1.33	1.08	1.00
c02	CONDUIT	96.39	0 04:48	1.42	1.01	0.90
c03	CONDUIT	99.75	0 04:48	1.75	0.82	0.69
c04	CONDUIT	99.61	0 04:52	1.38	1.08	1.00
c05	CONDUIT	98.24	0 04:59	1.36	1.08	1.00
c06	CONDUIT	96.42	0 05:06	1.33	1.08	1.00
c07	CONDUIT	98.46	0 03:04	1.37	1.07	1.00
c08	CONDUIT	93.95	0 03:00	1.29	1.07	1.00
c10	CONDUIT	96.63	0 05:14	1.35	1.06	1.00
c11	CONDUIT	96.96	0 02:52	1.33	1.08	1.00
c12	CONDUIT	97.64	0 05:21	1.34	1.08	1.00
c13	CONDUIT	97.69	0 05:27	1.34	1.08	1.00
c14	CONDUIT	96.39	0 05:38	1.34	1.06	1.00
c15	CONDUIT	100.07	0 05:41	1.42	1.05	1.00
c16	CONDUIT	100.27	0 02:27	1.38	1.08	1.00
c17	CONDUIT	106.22	0 02:28	1.39	0.65	0.59

ANNEXE

Conduit Surcharge Summary

Conduit	Hours Full			Hours	Hours
	Both Ends	Upstream	Dnstream	Above Full Normal Flow	Capacity Limited
c01	1.88	1.88	1.88	1.90	1.88
c02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
c04	1.98	1.98	1.98	2.02	1.98
c05	2.05	2.05	2.05	1.92	2.05
c06	2.12	2.12	2.12	0.12	2.12
c07	2.15	2.15	2.15	2.13	2.15
c08	2.42	2.42	2.42	0.23	2.42
c10	2.50	2.50	2.50	2.47	2.50
c11	2.72	2.72	2.72	0.30	2.72
c12	2.87	2.87	2.87	2.88	2.87
c13	3.08	3.08	3.08	0.43	3.08
c14	3.35	3.35	3.35	0.28	3.35
c15	3.40	3.40	3.40	3.38	3.40
c16	3.88	3.88	3.88	3.87	3.88

Analysis begun on: Sun May 21 17:45:58 2017
Analysis ended on: Sun May 21 17:45:58 2017
Total elapsed time: < 1 sec

Résumé

En Algérie, en général, la vérification des réseaux d'assainissement unitaires dans le cadre de leur réhabilitation se réalise par la méthode classique (rationnelle).

Ces dernières années, grâce au développement des programmes informatiques qui sont basés sur la modélisation déterministe, il est devenu facile de réaliser ces vérifications par le biais de simulation de fonctionnement des réseaux d'assainissement.

Dans l'objectif de montrer l'importance de ces nouvelles méthodes, on a étudié, dans le cadre de ce travail, une partie du réseau d'assainissement de la ville de Sidi Ben Sassi, qui connaît des débordements dans une partie du réseau par la méthode classique et le logiciel de simulation (Epa Swmm 5).

A travers ce travail, on a envisagé d'évaluer l'apport de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement en comparant les deux méthodes Classique et la modélisation déterministe.

Mots clés : Réseau d'assainissement, modélisation, simulation, logiciel Epa Swmm 5.

الملخص

في الجزائر بصفة عامة يتم التحقق من أنظمة الصرف الصحي في مجال إعادة التأهيل بواسطة الطريقة التقليدية (rationnelle).

في السنوات الأخيرة ومن خلال تطور برامج الكمبيوتر والتي تعتمد على النمذجة، فقد أصبح من السهل على التقنيين إجراء هذه الفحوصات من خلال محاكاة أنظمة الصرف الصحي.

يهدف إبراز أهمية هذه الأساليب الجديدة تم دراسة جزء من نظام الصرف الصحي لمدينة سيدي بن ساسي ورقلة والذي يعرف فيضان في بعض الأجزاء من الشبكة من خلال الطريقة التقليدية وبرنامج المحاكاة (Epa Swmm 5).

من خلال هذا العمل اقترحنا لتقييم مساهمة النمذجة في دراسات شبكات الصرف الصحي مقارنة النمذجة بالطريقة الكلاسيكية.

كلمات البحث : شبكة الصرف الصحي, النمذجة, المحاكاة, برنامج المحاكاة (Epa Swmm 5).
