

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



**Ecole Nationale Polytechnique**  
**Département d'hydraulique**  
**Laboratoire de recherche scientifique**



**Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme**  
**d'ingénieur d'état en hydraulique**

**Réalisé par :**

**Mr. TIGHZER Sofiane**

**Mr. BOURAI Samir**

**THEME**  
**SCHEMA DIRECTEUR**  
**D'ASSAINISSEMENT DE LA VALLEE**  
**DES JARDINS**

Soutenus publiquement le 22 juin 2013

Devant le jury composé de :

Présidente : Dr. S. Benmamar

Encadreurs :

Mr. R. BOUZIDA

Mr. N. NEBBACHE

Examineurs:

Mr. A. Boukhari

Mr. S. Benziada

Promotion 2013

## SOMMAIRE

Introduction Générale .....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude .....	3
I.1. Situation géographique .....	3
I.2. Occupation du sol .....	3
I.2.1. Couvert végétale .....	4
I.2.2. Surface urbanisé et surface non urbanisé .....	4
I.3. Reconnaissances de terrain .....	4
I.3.1. Géomorphologie .....	5
I.3.2. Géologie .....	5
I.3.3. Aperçu hydrogéologique .....	6
I.4. Historique des inondations dans la région .....	6
I.5. Situation climatique .....	7
Chapitre II : Etude hydrologique .....	12
II.1. Caractéristiques morphologiques des bassins versants .....	12
II.1.1. Caractéristique de disposition sur le plan .....	13
II.1.2. Caractéristique de forme .....	13
II.1.3. Le relief .....	15
II.2. Caractéristique hydrographique des bassins versants .....	18
II.2.1. Réseau hydrographique .....	18
II.2.2. La densité de drainage .....	20
II. 2.3. Le coefficient de torrentialité .....	20
II.2.4. Profil en long et pente moyenne .....	20
II.2.5. Temps de concentration .....	21
II.2.6. La vitesse de ruissellement .....	22
II.2.7. Pluviométrie .....	22
II.2.7.1. Pluie moyenne interannuelle .....	22
II.2.7.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne .....	23
II.2.7.3. Pluies journalières maximales .....	23
II.2.7.3.1. Ajustement des pluies maximales journalières .....	23
II.2.7.3.2. Choix de la loi d'ajustement .....	23
II.2.7.3.3. Ajustement à la loi de Gumbel et Galton (Hyfran) .....	24

II.2.8. Pluies de courte durée .....	28
II.3. Etude des apports .....	31
II.3.1. Apports liquides.....	31
II.3.2. Apports solides .....	32
II.4. Etude des crues.....	33
II.4.1 Les formules empiriques pour la détermination de la crue.....	34
II.4.2 Hydrogrammes des crues .....	37
II.4.3 Choix de la fréquence de calcul.....	40
Chapitre III : Etude hydraulique .....	44
III.1. Description de réseau existant .....	44
III.2. Modélisation et cartographie de l'inondation .....	46
III.2.1. Les données nécessaires .....	47
III.2.1.1 Données topographiques : le Modèle Numérique de Terrain (ou MNT) .....	48
III.2.1.2 Données concernant les ouvrages.....	50
III.2.1.3 Données géométrique .....	50
III.2.1.4 Données hydrauliques, conditions aux limites .....	50
III.2.2. Présentation des logiciels utilisés .....	51
III.2.2.1 Logiciel HEC-RAS.....	52
III.2.2.2 Couplage HEC-RAS et Arc GIS .....	54
III.2.3 Modélisation de réseau existant sous HEC-RAS .....	56
III.2.3.1 Géométrie de réseau .....	56
III.2.3.2 données hydrauliques .....	57
III.2.5 Création de la carte d'inondation .....	62
Chapitre IV : Etude des variantes .....	64
IV.1. Proposition d'aménagements.....	64
IV.1.1. Calcul hydraulique .....	64
IV.1.2. Etude des variantes.....	66
IV.1.2.1. Variante 1: Bassin d'orage .....	66
IV.1.2.2. Variante 2: Bassin d'orage avec débit de fuite vers la galerie projetée .....	73
IV.1.2.3. Variante 3: Tunnel.....	80
IV.2. Impact sur le canal existant de l'oued Sefra .....	83
IV.3. Analyse technique et financière.....	85
IV.3.1. Estimation du coût des travaux .....	85

IV.3.2. Analyse comparative des variantes .....	86
Conclusion générale .....	88
Bibliographie .....	89
Annexe.....	91

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I. 1 :</b> Localisation de la zone d'étude sur la carte topographique de Mostaganem à l'échelle 1/25000 .....	3
<b>Figure I. 2 :</b> Formation du Calabrien (quaternaire ancien) .....	5
<b>Figure I. 3 :</b> Transect hydrogéologique de la zone d'étude .....	6
<b>Figure I. 4 :</b> Température .....	8
<b>Figure I. 5 :</b> Humidité relative .....	9
<b>Figure I. 6 :</b> Vent .....	10
<b>Figure I. 7 :</b> Rose des vents .....	11

## Chapitre II : Etude hydrologique

<b>Figure II. 1 :</b> Localisation des bassins versants d'étude (extrait des cartes au 1/25 000). ....	12
<b>Figure II. 2 :</b> Réseau hydrographique .....	19
<b>Figure II. 3 :</b> Répartition mensuelle de la pluie moyenne .....	23
<b>Figure II. 4 :</b> Ajustement a la loi de galton (Hyfran) .....	27
<b>Figure II. 6 :</b> Comparaison entre les deux graphes d'ajustement.....	28
<b>Figure II. 5 :</b> Ajustement a la loi de Gumbel(hyfran) .....	28
<b>Figure II. 7 :</b> Courbes des pluies de courte durée fréquentielles.....	30
<b>Figure II. 8 :</b> courbes des intensités fréquentielles.....	30
<b>Figure II. 9:</b> Hydrogrammes des crues du bassin n°1 .....	38
<b>Figure II. 10:</b> Hydrogrammes des crues du bassin n°2 .....	39
<b>Figure II. 11:</b> Hydrogrammes des crues du bassin n°3 .....	39
<b>Figure II. 12 :</b> Hydrogrammes des crues du bassin n°4 .....	40

## Chapitre III : Etude hydraulique

<b>Figure III. 1:</b> Trace du réseau de drainage existant (cales sur les plans urbains) .....	45
<b>Figure III. 2:</b> Echanges de données entre modèles .....	47
<b>Figure III. 3 :</b> Couple stéréoscopique .....	48
<b>Figure III. 4 :</b> A gauche : MNT TIN en plan. A droite : MNT raster .....	49
<b>Figure III. 5 :</b> MNT en 3 dimensions .....	49
<b>Figure III. 6 :</b> Logiciel HEC-RAS de hydrologic engineering center [source HEC-RAS] .....	52
<b>Figure III. 7:</b> Chaîne de logicielle .....	55
<b>Figure III. 8:</b> Données géométrique importée sur hec-rAS .....	56
<b>Figure III. 9 :</b> Introduction des hydrogrammes de crus .....	57
<b>Figure III. 10 :</b> Profil en long et piézométrique du tronçon 3 .....	58
<b>Figure III. 11 :</b> Profil en travers .....	59
<b>figure III. 12:</b> Profil en long et piézométrique du tronçon 1 .....	60
<b>Figure III. 13:</b> Profil en long et piézométrique du tronçon 2 .....	60
<b>Figure III. 14:</b> Profil en long et piézométrique du tronçon 3 .....	61
<b>Figure III. 15:</b> Profil en long et piézométrique du tronçon 5 .....	61
<b>Figure III. 16:</b> Profil en long et piézométrique du tronçon 6 .....	62
<b>Figure III. 17:</b> Profil en long et piézométrique du tronçon 7 .....	62

**Figure III. 18 :**Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Google earth ..... 63

#### **Chapitre IV : Etude des variantes**

**Figure IV. 1:**Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 20000 m<sup>3</sup> ..... 71

**Figure IV. 2:** Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 15000 m<sup>3</sup> ..... 71

**Figure IV. 3:** répartition des bassins d'orage (calées sur les plans urbains) ..... 72

**Figure IV. 4:** Répartition des bassins d'orage (calées sur les plans urbains) ..... 79

**Figure IV. 6:** Coupe type du tunnel..... 81

**Figure IV. 5:** Trace souterrain du tunnel ..... 81

**Figure IV. 7:** Projection de nouveaux canaux (calées sur les plans urbains) ..... 83

**Figure IV. 8:** Délimitation du bassin versant de l'oued ain Sefra (extrait des cartes au 1/25000 et 1/200 000 e). ..... 84

**Figure IV. 9:** Coûts des variantes en millions de da (TTC) ..... 86

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

<b>Tableau I. 1:</b> Surface du bâti par sous bassin versant .....	4
<b>Tableau I. 2:</b> Les caractéristiques de la station Mostaganem.....	7
<b>Tableau I. 3:</b> Evaporation au niveau du barrage de Oued Fodda (1948-76).....	9

## Chapitre II : Etude hydrologique

<b>Tableau II. 1:</b> Surface et périmètre des bassins versants .....	13
<b>Tableau II. 2:</b> indice de compacité de Horton.....	13
<b>Tableau II. 3:</b> indice de compacité Gravelius .....	14
<b>Tableau II. 4:</b> Caractéristiques du rectangle équivalent des bassins versants .....	15
<b>Tableau II. 5:</b> Caractéristiques des bassins-versants .....	16
<b>Tableau II. 6:</b> Pente moyenne .....	16
<b>Tableau II. 7:</b> Indice de pente de roche .....	17
<b>Tableau II. 8:</b> Indice de pente globale .....	18
<b>Tableau II. 10:</b> Caractéristiques du réseau hydrographique.....	19
<b>Tableau II. 11:</b> Densité de drainage et coefficient de torrentialité .....	20
<b>Tableau II. 12:</b> Pente moyenne .....	21
<b>Tableau II. 13:</b> Résultats du calcul du temps de concentration (en heures).....	22
<b>Tableau II. 14:</b> Vitesses de ruissellement selon le temps de concentration de Giandotti .....	22
<b>Tableau II. 15:</b> Les différentes lois d'ajustement.....	24
<b>Tableau II. 16:</b> Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (an) : .....	29
<b>Tableau II. 17:</b> Lames d'eau écoulées et apports moyens interannuelles .....	32
<b>Tableau II. 18:</b> les apports solides.....	33
<b>Tableau II. 19:</b> Coefficient de ruissellement .....	34
<b>Tableau II. 20:</b> Débits de crues au bassin versant n°1 .....	36
<b>Tableau II. 21:</b> Débits de crues au bassin versant n°2 : .....	36
<b>Tableau II. 22:</b> Débits de crues au bassin versant n°3 : .....	36
<b>Tableau II. 23:</b> Débits de crues au bassin versant n°4 .....	37
<b>Tableau II. 24:</b> Criteres de crues de projet pour les ouvrages hydrauliques.....	41
<b>Tableau II. 25</b> Reglementation canadienne dans l'utilisation des fréquences des crues pour les projets hydrauliques .....	43

## Chapitre III : Etude hydraulique

<b>Tableau III. 1:</b> Caractéristiques du réseau des eaux pluviales .....	46
<b>Tableau III. 2:</b> Coefficient de Manning .....	50
<b>Tableau III. 3:</b> Logiciels de modélisation hydrodynamique .....	51
<b>Tableau III. 4:</b> Résultats de simulation.....	58

## Chapitre IV : Etude des variantes

<b>Tableau IV. 1</b> : Volume du bassin d'orage BV1 en fréquence vingtennale.....	67
<b>Tableau IV. 2</b> : Volume du bassin d'orage BV2 en fréquence vingtennale.....	68
<b>Tableau IV. 3</b> : Volume du bassin d'orage BV3 en fréquence vingtennale.....	69
<b>Tableau IV. 4</b> : Volume du bassin d'orage BV4 en fréquence vingtennale.....	70
<b>Tableau IV. 5</b> : Récapitulatif des volumes des bassins d'orage fréquence vingtennale .....	70
<b>Tableau IV. 6</b> : Volume du bassin d'orage BV1 en fréquence vingtennale.....	73
<b>Tableau IV. 7</b> : Volume du bassin d'orage BV2 en fréquence vingtennale.....	74
<b>Tableau IV. 8</b> : Volume du bassin d'orage BV3 en fréquence vingtennale.....	75
<b>Tableau IV. 9</b> : Volume du bassin d'orage BV4 en fréquence vingtennale.....	76
<b>Tableau IV. 10</b> : Récapitulatif des volumes des bassins d'orage fréquence vingtennale .....	76
<b>Tableau IV. 11</b> : Dimensionnement de la galerie.....	77
<b>Tableau IV. 12</b> : Dimensionnement hydraulique du réseau de drainage. ....	78
<b>Tableau IV. 13</b> : Dimensionnement hydraulique du tunnel.....	80
<b>Tableau IV. 14</b> : Dimensionnement hydraulique du réseau de drainage. ....	82
<b>Tableau IV. 15</b> : Débits spécifiques de crues de différentes fréquences.....	84
<b>Tableau IV. 16</b> : prix de chaque variante .....	86

## **Résumé**

Le projet mené dans le cadre de protéger le lieu de dépression endoréique dans la wilaya de Mostaganem dit vallée des jardins contre les inondations.

L'objectif principal est d'effectuer un schéma directeur d'assainissement, et adopter un aménagement de transit des eaux pluviales de l'amont du bassin versant vers les ouvrages d'assainissements et ainsi cours d'eau qui déversent en mer.

L'étude hydrologique a permis d'estimer statistiquement les débits de pointes et comprendre le fonctionnement hydrique des bassins versants à travers les modèles mathématiques, les résultats obtenus sont les hydrogrammes de crue nécessaires à l'analyse hydraulique.

L'étude hydraulique comprend les simulations des écoulements dans le réseau existant à l'aide de logiciel HEC- RAS afin de cibler les lieux et les hauteurs de débordement des canaux, les résultats du diagnostic hydraulique ont permis de cartographier les zones inondables afin de recenser les zones à risque.

Les solutions proposées pour lutter contre les inondations consistent en trois variantes, ou le choix optimal est fait non seulement par rapport au cout, mais par la combinaison entre plusieurs facteurs à savoir les avantages et les inconvénients des différents aménagements projetés.

**Mots clés :** Inondation, Simulation, HEC-RAS, ARC GIS

## **Abstract**

The project carried out within the framework of our work of end of study consists in fighting against the floods and protected the place from endoreic depression in the wilaya of Mostaganem valley of the gardens says.

The main objective is performed a blueprint to evacuate water and adopt construction of stormwater drainage of the lower watershed to hydraulic constructions and so river that various offshore.

The hydrological study to statistically estimate the peak flows and understand the hydrological functioning of watershed through mathematical models, the results obtained are flood hydrographs needed for hydraulic analysis.

The hydraulic study includes simulation of flows in the existing network using software HEC RAS in order to target locations and height overflow channels, the results of hydraulic diagnostic used to map flood zones to identify areas at risk.

The proposed solution to fight against floods consists of three variants to the optimal choice it is made not only in relation to the cost but by the combination of several factors namely the benefit of the various deferential and inappropriate projected developments.

**Keywords:** flood, simulation, HEC-RAS, ARC GIS

### ملخص

هذا العمل هو مشروع نهاية الدراسة يتضمن حماية منطقة من ولاية مستغانم المسماة حماية الوادي من الفيضانات.

يتكون الهدف من خطة رئيسية لصرف المياه و العمل على اقتراح منشآت لبعث المياه إلى البحر.

الدراسة الهيدرولوجية سمحت بالقيام بإحصائيات خلال النماذج الرياضية.

وتشتمل الدراسة الهيدروليكية على محاكاة التدفقات الموجودة في الشبكة الحالية باستخدام برنامج HEC-RAS تنفق إلى المواقع المستهدفة قنوات تجاوز ونتائج التشخيص الهيدروليكية المستخدمة في الفيضانات الخريطة لتحديد المناطق المعرضة للخطر.

الحلول المقترحة لمكافحة الفيضانات تتكون من عدة متغيرات الأمثل ليس فقط فيما يتعلق التكلفة ولكن عن طريق مزيج من العوامل.

**الكلمات المفتاحية:** الفيضانات, محاكاة, HEC-RAS, ARC GIS

## Remerciement

Nous tenons à adresser en premier lieu nos remerciements à notre encadreur Mr.BOUZIDA pour nous avoir proposé ce sujet et pour avoir accepté de nous prendre en charge pendant le stage au sein de l'entreprise, pour nous avoir consacré beaucoup de temps et fait profiter de son expérience.

Un grand merci également à notre encadreur Mr.NEBBACHE qui n'a pas hésité à nous encadrer et nous suivre dans ce projet, et qui nous a accordé de son temps, de son savoir et de ces conseils.

Nous adressons nos sincères remerciements à Mr.AISSANI pour nous avoir accueillis au sein de AGC, et pour nous avoir permis de réaliser ce stage dans de si bonnes conditions.

Nous tenons à remercier particulièrement Mr.TOUAT pour tout le temps qu'il nous a consacré, et tout l'intérêt qu'il nous a accordé, pour tous les conseils qu'il nous a donné, pour sa présence et pour son aide, pour ses encouragements, ses conseils, et surtout sa confiance.

Nos remerciements les plus sincères aux ingénieurs et techniciens d'entreprise AGC pour leur accueil et leurs manifestations de bonne ambiance et de solidarité, indispensables à un travail de qualité.

Mes remerciements au président ainsi qu'aux membres du jury, pour avoir accepté d'examiner et de juger notre modeste travail.

## Dédicace

*A l'âme de mon cher père et à*

*celui de mes grands parents*

*A ma chère mère*

*A ma sœur et mes frères*

*A toute les familles BouraietBachi.*

*A tous mes amis*

*A toutes les personnes qui me connaissent*

*de près ou de loin*

*Je dédie ce modeste travail*

**Samir**

*A mes très chers parents*

*A mes grands parents*

*A mes oncles maternels*

*A ma tante maternelle*

*A ma sœur*

*A mes frères*

*A tous mes amis (es) qui m'ont accompagné*

*dans les chemins les plus étroits et m'ont*

*encouragé dans les moments les plus*

*difficiles.*

*Je dédie ce modeste travail*

**Sofiane**

### Introduction Générale

Les inondations en Algérie ont des enjeux considérables et des risques au quotidien en particulier dans les agglomérations dense en population. La protection contre les inondations est une priorité, puisque elle influence le transport et les activités humaines ; elle occasionne souvent des pertes matériels et par fois humaines.

Notre étude porte sur l'inondation d'une zone particulière dans la wilaya de Mostaganem, dite la vallée des jardins. Sa particularité réside dans la morphologie de la zone en dépression endoréique à caractère marécageux, elle se trouve près de la ville de Mostaganem. La mauvaise gestion d'occupation de territoire et l'extension de l'urbanisation anarchique de la ville accentuent le problème des inondations.

A chaque épisode pluvieux des grandes surfaces sont occupés par des eaux stagnantes. Les autorités locales ont supposé que l'impact venait seulement d'un seul bassin versant, mais en fait la vallée des jardins possède quatre réseaux hydrographiques qui se rejoignent à l'entrée de la galerie existante.

Par le passé la vallée des jardins n'a pas été urbanisé. Actuellement les constructions se sont densifiées augmentant le risque de déperdition des habitations. Les services techniques ont décidés de prévenir ces dégâts en menant une étude poussée et proposer des solutions optimales. Cette étude a été confiée au cabinet AGC. Notre mémoire, est une contribution à l'étude d'AGC, ou l'objectif est de proposer un aménagement optimal qui sera a la fois sécurisant, s'adapte bien à l'environnement de terrain et économique. Pour cela, l'étude permet de connaitre les problèmes liés aux inondations dans la zone de la vallée des jardins et à proposer un schéma global d'assainissement en tenant compte des aménagements existants. Pour atteindre cet objectif, la démarche suivie est une succession de taches dépendantes les unes des autres.

Dans le premier chapitre on a débuté par une présentation de la zone d'étude qui donne un aperçu sur les facteurs qui ont une relation directe ou indirecte avec l'inondation tel que le climat, l'hydrogéologie, la géologie.

## Introduction générale

---

Dans le deuxième chapitre on a effectué une étude hydrologique qui fait apparaître les interactions des eaux pluviales avec le milieu étudié en sortant avec une information indispensable pour quantifier des apports solides, liquide et les hydrogrammes de crue.

Le troisième chapitre traite l'étude hydraulique, ou consiste à valoriser les résultats de l'étude hydrologique en un modèle hydraulique après avoir élaboré un MNT par le biais d'un SIG et intégrer le tracé de réseau d'assainissement construit. Avec ce modèle il a été possible d'effectuer des simulations en régime non permanent de logiciel HEC-Ras, en associant la géométrie importé de SIG et les hydrogrammes de crue. L'importance de ce chapitre résulte de la modélisation aboutie ou diagnostic hydraulique permettant de repérer les tronçons de débordement et de cartographier les zones d'extension des inondations.

Enfin dans le quatrième et dernier chapitre une solution optimale d'aménagement est donnée afin de résoudre le problème. Trois variantes ont été proposées : La première consiste en bassins d'orages, la deuxième en bassins d'orages avec un débit de fuite, et la troisième un tunnel souterrain de 1,8km de longueur.

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### Introduction

Avant d'entamer l'étude hydrologique des bassins versants, il est nécessaire de présenter la zone d'étude, en précisant la situation du site d'étude, du point de vue géographique, géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et également les caractéristiques climatiques. Cela nous permettra d'avoir déjà un aperçu et un nombre important d'informations, en fonction de ces dernières on déterminera certaines actions adéquates à prendre enfin au mieux le phénomène inondation.

### I.1. Situation géographique

La zone d'étude fait partie d'une vaste dépression située sur les territoires des communes de Sayada, HassiMameche et la ville littorale de Mostaganem au niveau du lieu dit «vallée des jardins». Le territoire est situé à 362 km à l'ouest d'Alger, à 88 km à l'est d'Oran.

La ville de Mostaganem se compose d'une partie neuve, très étendue, et d'une vieille ville plus compacte, accrochées de part et d'autre d'un profond ravin creusé par l'oued AinSefra, qui arrose la région.



FIGURE I. 1 : Localisation de la zone d'étude sur la carte topographique de Mostaganem à l'échelle 1/25000

### I.2. Occupation du sol

L'occupation du sol a été réalisée en faisant la distinction entre les espaces urbains, les zones industrielles et également les champs d'activités avec les espaces naturels agricoles et forestiers. Cette distinction a été réalisée pour déterminer le coefficient de ruissellement nécessaire pour la simulation des calculs hydrauliques.

### I.2.1. Couvert végétale

Le couvert végétale se compose essentiellement des vergers occupant une grande surface et en second partie les haies végétales et les maquis arborés.

### I.2.2. Surface urbanisée et surface non urbanisée

A partir de la carte du plan urbain de l'Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT) - et l'imagerie satellitaire de Google earth pour la région on a déterminé la surface bâtie et libre pour chaque bassin versant présentée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I. 1:** Surface du bâti par sous bassin versant

Désignation du B.V	Surface bâtie, (ha)	Surface agricole, (ha)	Surface totale, (ha)
B.V1	47.3	306.8	354.1
B.V2	137.09	889.91	1027
B.V3	83.40	498.00	581.4
B.V4	31.507	170.693	202.2

### Remarque

La nature des sols dans la zone d'étude est à prédominance agricole et peut être considérée comme des sols rouges argilo-calcaire avec un coefficient d'infiltration important.

### I.3. Reconnaissances de terrain

Une mission de reconnaissances géologique, topographique et d'hydrogéologie a été effectuée par le bureau d'étude AGC en 07/12/2011. Durant cette mission, une campagne de mesures de géophysique électrique a été entreprise.

### I.3.1. Géomorphologie

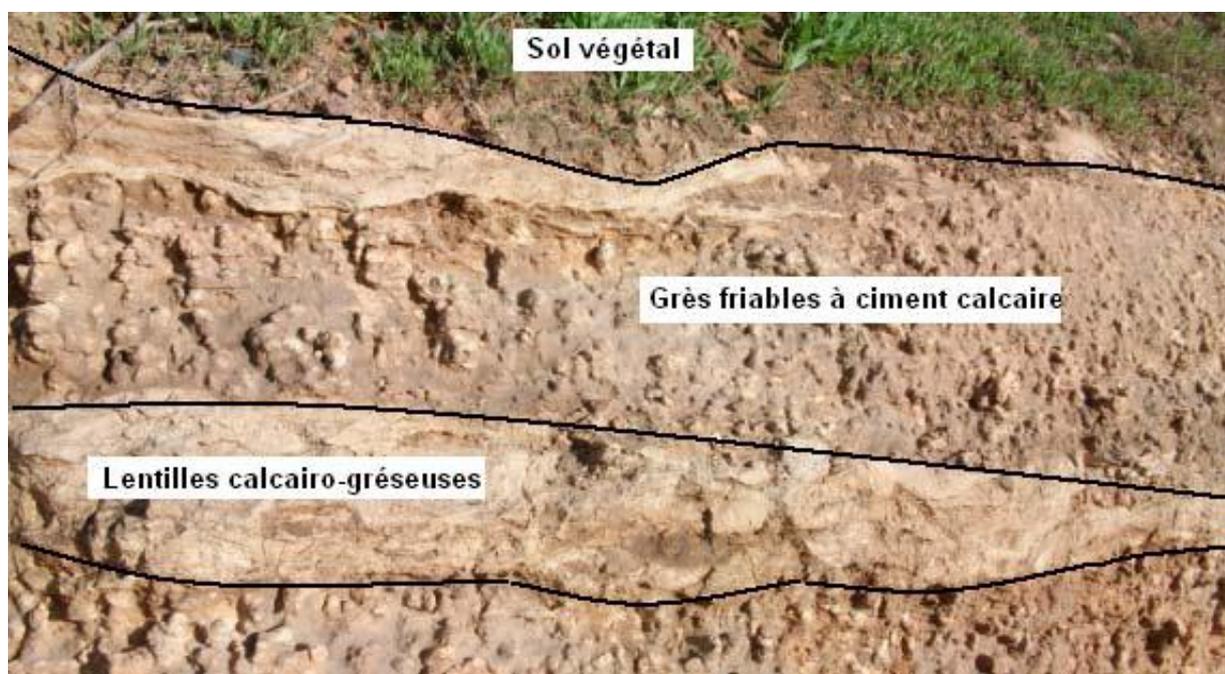
La morphologie du relief en place montre que la vallée des jardins est une ancienne dépression, peut être même lacustre (ancien lac ou marécage).

Le paysage est «moutonné» et constitué par une succession de collines drainées vers la dépression endoréique, à large rayon de courbure rappelant une structure synclinale.

### I.3.2. Géologie

La région de Mostaganem est constituée de terrains marneux post-nappes du Néogène recouvert par des formations sablo-gréseuses du Quaternaire ancien (Calabrien). L'ensemble est compliqué par des ondulations anticlinales et synclinales. La vallée des Jardins est incluse dans une de ces structures synclinales.

Au niveau local La vallée des jardins appartient elle à un ensemble géologique constitué de grès du Calabrien (Quaternaire ancien, figure I.2). Alternance de niveau sableux, gréseux à ciment calcaire de couleur jaunâtre, des lentilles calcairo-gréseuses s'y intercalent. Cette formation est surmontée d'une pellicule de sol végétal constituée de limons alluvionnaires récents.



**FIGURE I. 2** :Formation du Calabrien (quaternaire ancien).

### I.3.3. Aperçu hydrogéologique

Une prospection de géophysique a été menée en réalisant deux profils électriques et un puits au niveau d'un point bas de la dépression de la vallée des jardins l'interprétation des données mis en relation avec les observations visuelles réalisées au niveau d'un puits existant a permis de mettre en évidence les structures internes du sol et du sous sol et la compréhension de la dynamique du terrain par la détermination des ensembles litho/hydrologiques et les limites liées à la présence de l'eau qui est précisé dans la figure ci dessous de 10 à 20m de profondeur.

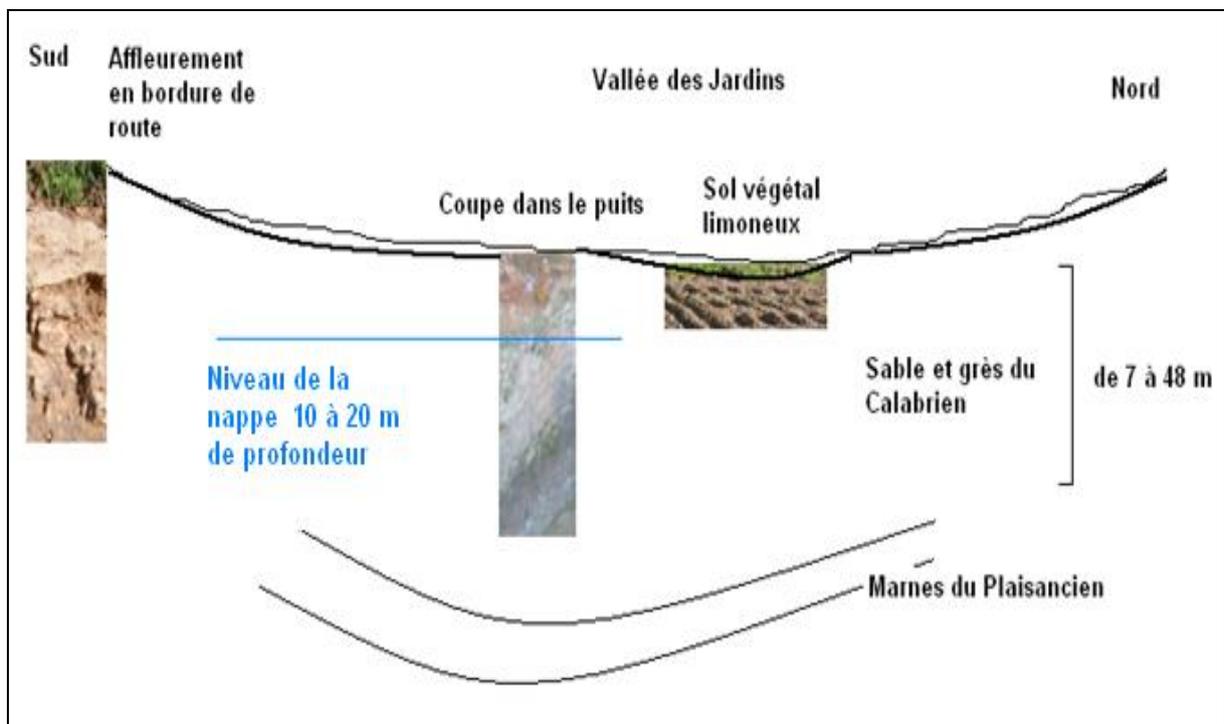


FIGURE I. 3 : Transect hydrogéologique de la zone d'étude

### I.4. Historique des inondations dans la région

La région a connu par le passé des inondations provoquant des dégâts importants, les plus marquants étant:

- Crue de 1927 de l'oued Aïn Sefra ayant causé de gros dégâts matériels ainsi que des pertes humaines.
- Crue du 07 novembre 2008 provoquant de nuit, des inondations dans la vallée des jardins dues à de fortes précipitations, contraignant plusieurs familles à quitter leurs demeures pour éviter le pire.

L'extension du tissu urbain qu'a connu la ville de Mostaganem, ne s'est pas réalisée conformément aux normes requises. Selon un expert en urbanisme, au lieu d'une extension du tissu urbain vers l'ouest, il a été enregistré une réelle explosion urbanistique vers l'est par la création d'une véritable deuxième ville dans la zone de Kharouba. En plus d'une topographie aidant et l'existence d'une multitude de ravins, c'est l'ensemble de la zone périphérique sud (Debdaba, Vallée des jardins, Sayada, Kheir-Eddine, et Mazagran) qui est venu se greffer naturellement à l'émissaire naturel qu'est oued AinSefra.

### I.5. Situation climatique

Les facteurs du climat sont décrits sur la base d'informations de l'Atlas climatologique National, (ONM, 1984), Cet Atlas a présenté pour la station de Mostaganem des informations d'une période d'une dizaine d'année de fonctionnement (1976-1984).

Les caractéristiques de la station Mostaganem sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau I. 2:** Les caractéristiques de la station Mostaganem

Bassin-versant	Station	Indicatif	Longitude	Latitude [N]	Altitude [m]	Période de fonctionnement	Année
Côtiers Oranais	Mostaganem	60457-	00°12' E	35°61'	137	1976-1984	09

Les facteurs climatologiques pris en considération sont:

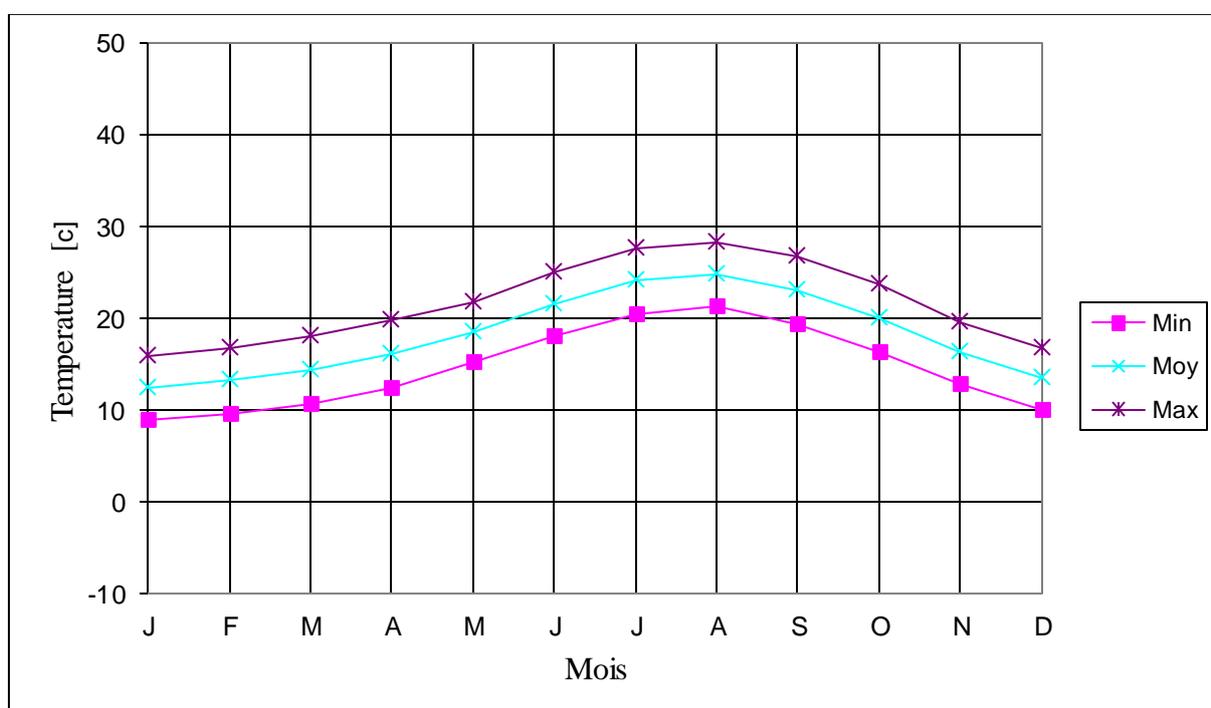
1. La température ;
2. L'humidité relative ;
3. La pression ;
4. L'évaporation "Piche ;
5. L'insolation;
6. La nébulosité;
7. Le vent.

La ville de Mostaganem est située sur le littoral méditerranéen, dans le découpage hydrographique, elle est localisée dans le sous-bassin Côtiers-Mostaganem, le climat dominant dans cette région est de type méditerranéen, semi-aride à aride chaud.

Les informations extraites de l'Atlas ONM s'étalent sur une période de neuf années (1976-1984), Les caractéristiques climatiques essentielles et secondaires pour cette période sont présentées en annexe.

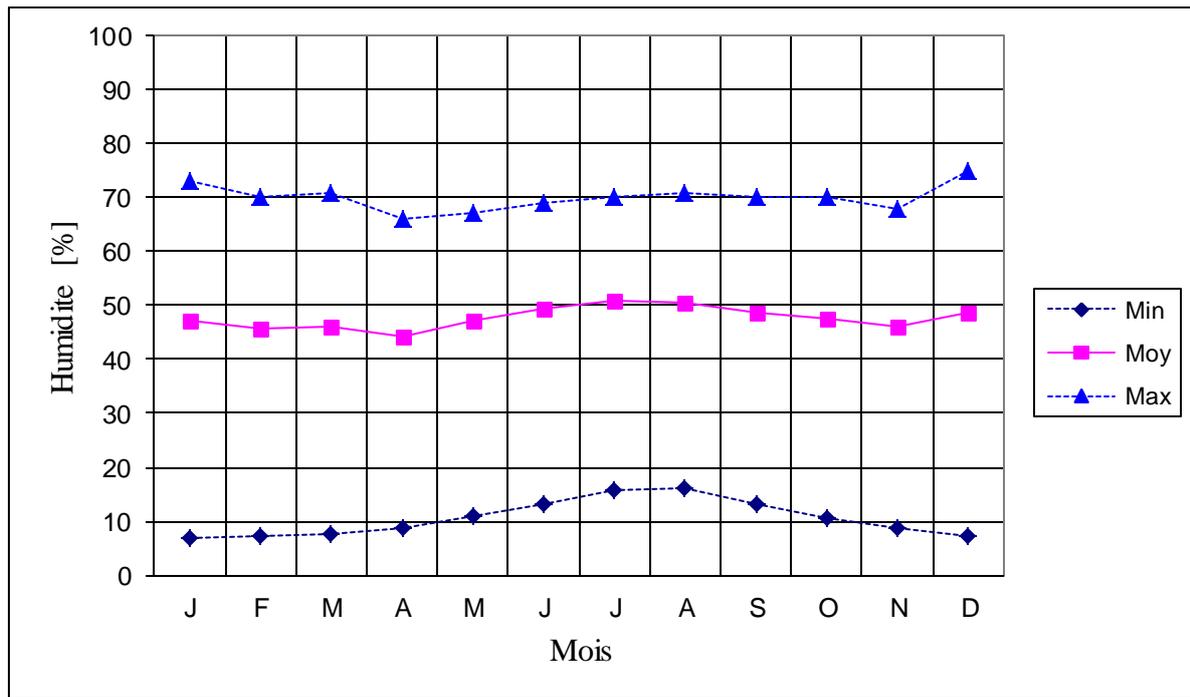
Les caractéristiques climatiques essentielles sont résumées ci-après :

**1** - La température moyenne annuelle est égale à 16,8°C, Les mois les plus chauds sont les mois de Juin, Juillet, Août et Septembre durant lesquels les températures moyennes dépassent les 20°C, En hiver, les températures moyennes mensuelles ne descendent jamais sous la barre de 10°C (figure I.4).



**FIGURE I. 4** :Température

**2** - L'humidité relative mensuelle est présentée dans la figure suivante, elle varie de 41,8 % pendant le mois le plus chaud à 93,4 % au mois de Février, La moyenne annuelle est de 74,5%.



**FIGURE I. 5 :** Humidité relative

3 - La tension de vapeur suit la même tendance que l'humidité relative, elle passe d'une valeur de 10,3 mb en Janvier à 20,4 mb au mois d'Août; la moyenne annuelle étant de 14,4 mb,

4 - L'évaporation "Piche" à l'échelle annuelle est de 3,3 mm, les maxima sont atteints entre Juin et Septembre et les minima en Janvier et Février,

- L'évaporation sur une nappe d'eau libre

L'évaporation sur une nappe d'eau libre est traitée à l'aide des informations de barrage de OuedFodda exploités par (ANBT).

La répartition mensuelle de l'évaporation au niveau du barrage de OuedFodda évaluée en pourcentage de la valeur annuelle est représentée dans le tableau ci-après :

**Tableau I. 3:**Evaporation au niveau du barrage de OuedFodda (1948-76)

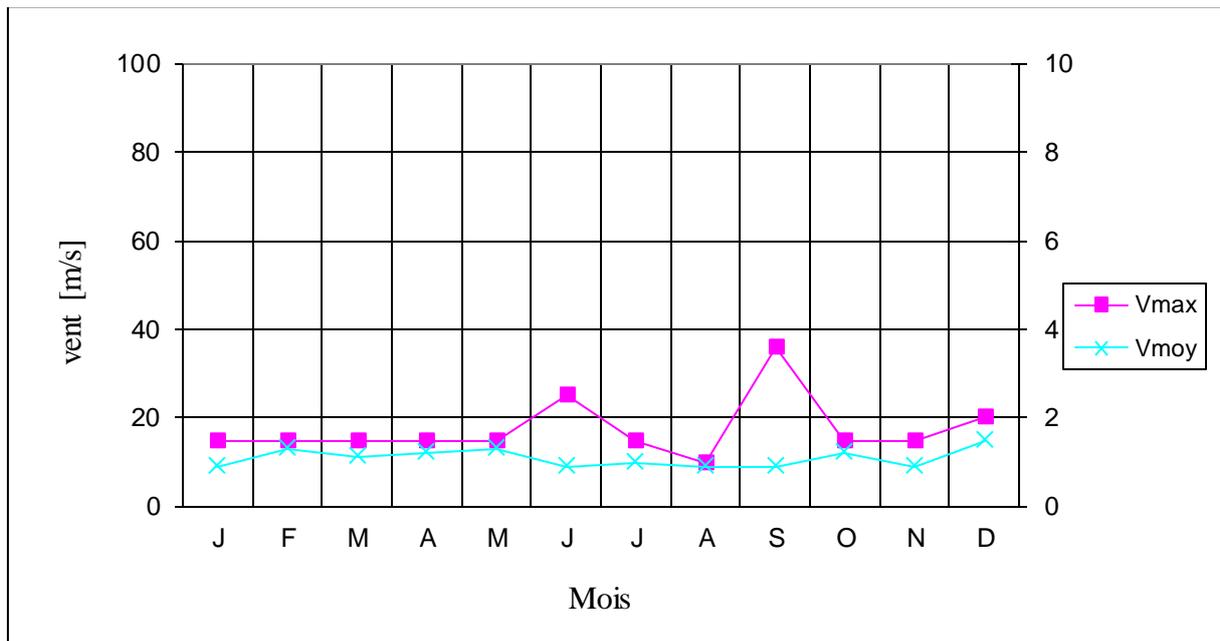
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
$E_{moy}$ (mm)	200	113	65.4	45.5	35.5	47.4	80.3	110	164	214	291	278	1644
$E_{moy}$ [%]	12	7	4	3	2	3	5	7	10	13	18	17	100

La moyenne de 23 années d'observations est de 1644 mm.

**5** - La durée de l'insolation est de 8,0 heures par jour en moyenne, Les journées les plus longues (10,6 heures) ont lieu pendant le mois de Juillet, Les durées minimales sont de l'ordre de 5,7 à 6,1 heures s'observent entre le mois de Décembre à Février.

**6** - La nébulosité mensuelle varie de 1,5 octa en juillet à 4,3 octa en Février, La moyenne annuelle est de l'ordre de 3,0 octa.

**7** - Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient de 0,9 à 1,5 m/s et les maxima dépassent les 36 m/s au mois de Septembre selon les résultats de la figure suivante.



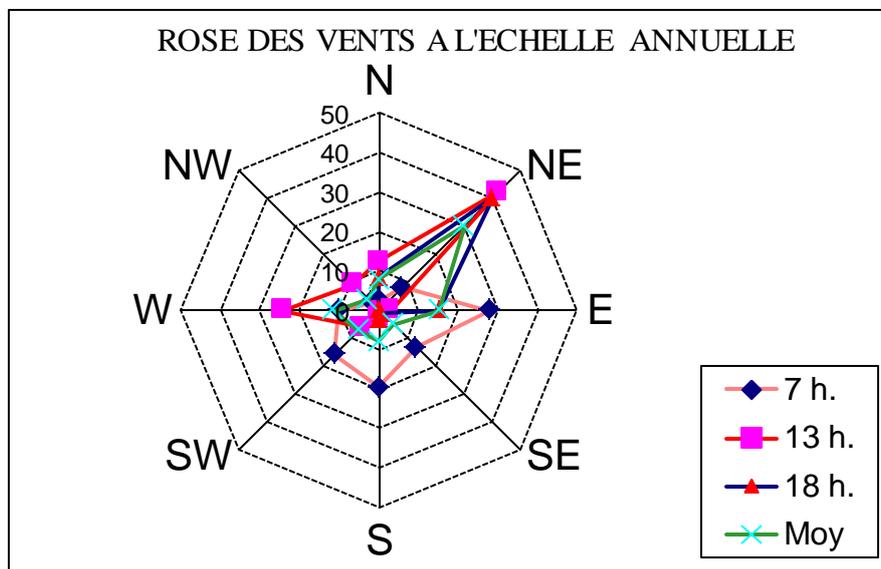
**FIGURE I. 6 :Vent**

La direction du vent a une influence directe avec la pluviométrie dans la mesure où le cycle des courants d'air véhicule la vapeur d'eau vers une direction plus ou moins définie qui induit des précipitations.

Dans la zone d'étude, le vent souffle dans la matinée plus fréquemment d'Ouest en Est, En milieu et en fin de la journée, la direction préférentielle est le Nord-est (Tableau I.4).

**Tableau I.4** : vitesse et direction du vent

Directions	vitesse	7 h,	13 h,	18 h,	Moy
N	m/s	2	12	8	8
NE	m/s	8	43	40	30
E	m/s	28	3	15	15
SE	m/s	13	1	1	5
S	m/s	19	2	2	8
SW	m/s	16	6	-	7
W	m/s	10	24	-	11
NW	m/s	3	9	-	4

**FIGURE I. 7** :Rose des vents

## Conclusion

A partir des résultats obtenus de la présentation de la zone d'étude, on peut citer les causes et facteurs aggravant les inondations qui sont essentiellement ;

- La morphologie de fortes pentes et zones dépressionnaires et d'accumulation des eaux pluviales;
- La géologie des formations superficielles;
- L'urbanisation de la région mal réfléchi (Béton, asphalte, et constructions illicites);
- Le défrichage des espaces forestiers ;

Ces éléments naturels et anthropiques accentuent le ruissellement des eaux de surface en diminuant les vitesses d'infiltrations.

## Chapitre II : Etude hydrologique

### Introduction

L'objectif est de présenter dans ce chapitre, une approche hydrologique afin d'essayer de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques du bassin versant de la vallée des jardins, dans le but d'estimer les périodes de retours et de déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception des aménagements de cours d'eau, le dimensionnement des ouvrages de franchissement ainsi que la protection des zones urbaines contre les inondations. A cet effet quatre sous bassins versants ont été étudié et traité séparément.

### II.1. Caractéristiques morphologiques des bassins versants

Les paramètres caractérisant des bassins versants (surface, périmètre, pente, couverture végétale, altitudes maximales moyennes et minimales et réseau hydrographique) sont déterminés à partir des cartes au 1/25 000, géoréférencées sous un SIG (Système d'Information Géographique). La délimitation sur fonds cartographiques de la carte au 1/25 000 met en relief une zone d'étude dépressionnaire (vallée des jardins), exutoire de 04 sous-bassins versants (BV1 à BV4).

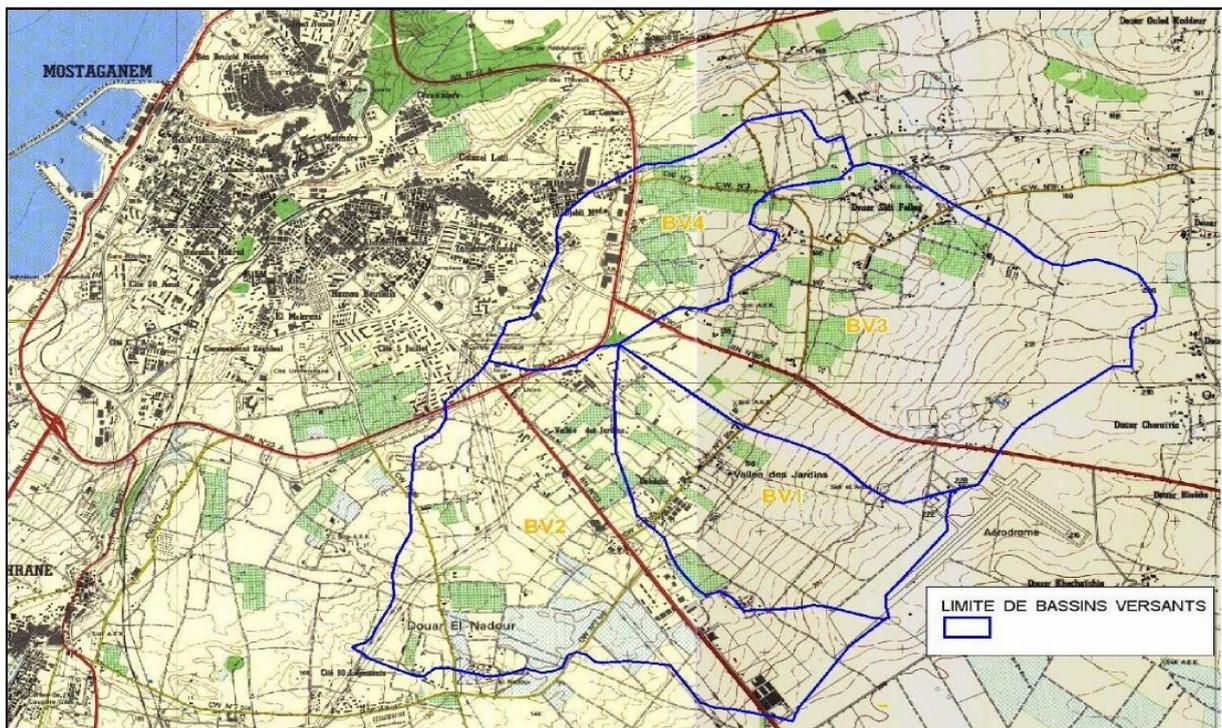


FIGURE II. 1 : Localisation des bassins versants d'étude (extrait des cartes au 1/25 000).

### II.1.1. Caractéristique de disposition sur le plan

Les caractéristiques de disposition comportent les surfaces et les périmètres des bassins versants sont représentés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II. 1:** Surface et périmètre des bassins versants

Bassin Versant	BV 1	BV 2	BV 3	BV 4	Total
Surface (km <sup>2</sup> )	2,86	5,33	5,99	2,46	16,64
Périmètre (km)	7,74	12,10	10,59	7,89	38,32

### II.1.2. Caractéristique de forme

La forme d'un bassin versant influe sur l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Cette forme est caractérisée par l'indice de compacité de Horton et l'indice de compacité de Gravelius, donnée par les formules suivantes :

#### A. Indice de compacité de Horton

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal [Bermad, 2005].

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II. 2:** Indice de compacité de Horton

Bassin Versant	Longueur du thalweg principal L (km)	Largeur moyenne $l_m$ (km)	Indice de compacité de Horton $K_H$
BV1	3,01	0,95	0,31
BV2	3,22	1,66	0,51
BV3	4,10	1,56	0,41
BV4	2,09	1,00	0,40

La largeur moyenne est calculée selon la relation :

$$L_M = \frac{S}{L} \quad (\text{II.1})$$

L'indice de compacité de Horton  $K_H$  et obtenu a partir de la relation :

$$K_H = \frac{S}{L^2} \quad (\text{II.2})$$

**Avec :**

L: longueur du thalweg le plus long en km ;

S : surface de sous bassin versant en Km<sup>2</sup>.

### B. L'indice de compacité de Gravelius

L'indice de compacité de Gravelius (1914) exprime le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle de même superficie que ce bassin.

Cet indice est proche de un ( $\approx 1$ ) pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à un ( $>1$ ) lorsque le bassin est de forme allongée [Andre, 2004].

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

**Tableau II. 3:** Indice de compacité Gravelius

Bassin Versant	Indice de compacité $K_G$
BV1	1,28
BV2	1,47
BV3	1,21
BV4	1,41

L'indice de compacité ( $K_G$ ) est estimé selon la relation:

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{IIS}} \quad (\text{II.3})$$

*Avec :*

P : périmètre de sous bassin versant en Km.

L'ensemble des coefficients de Gravelius calculé est supérieure à 1.2, donc les bassins sont plutôt de forme allongée que circulaire ou compacte. Cet indice a une influence sur la réponse hydrologique du bassin versant. Plus le bassin est allongé, plus la réponse est étalée dans le temps et plus le temps de concentration est grand.

### C. Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement. Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel, dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même  $K_G$ ) et la même répartition hypsométrique, à partir de cela on déduit que les longueurs et les largeurs des bassins versants sont équivalentes en utilisant les relations suivantes [Andre, 2004]:

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G \geq 1.12 \quad (\text{II.4})$$

$$l = \frac{K_G \cdot \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G \geq 1.12 \quad (\text{II.5})$$

*Letl* sont respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent exprimée en km.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

**Tableau II. 4:** Caractéristiques du rectangle équivalent des bassins versants

Bassin Versant	Longueur (Lre), km	Largeur (Ire), km
BV1	2,88	0,99
BV2	4,98	1,07
BV3	3,66	1,64
BV4	3,17	0,64

### II.1.3. Le relief

#### A. Courbe hypsométrique

Le relief est également caractérisé par la courbe hypsométrique du bassin versant. Les surfaces partielles cumulées en % sont portées sur l'axe des abscisses, et les altitudes correspondantes sur celui des ordonnées (*annexe 3*).

Les altitudes caractéristiques 5 et 95% servent à évaluer la pente moyenne de thalweg principal.

Ces courbes permettent aussi de calculer d'autres paramètres hydrologiques [Andre, 2004].

#### B. L'altitude

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin, tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température et la précipitation.

Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente [Bermad, 2005].

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique.

Les altitudes extrêmes (minimales et maximales) du bassin versant (BV) sont extraites de la carte INCT à l'échelle du 1/25 000 ème.

Les résultats des paramètres de relief sont résumés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II. 5:** Caractéristiques des bassins-versants

Caractéristiques	Symboles	Unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Altitude minimale	H min	M	130	130	130	130
Altitude maximale	H max	M	222	220	230	190
Altitude moyenne	H moy	M	169	151	174	136
Longueur du thalweg principal	L	Km	3,01	3,22	4,10	2,09
Altitude 5%	H <sub>5%</sub>	M	217	204	219	174
Altitude 95%	H <sub>95%</sub>	M	133	134	137	135

L'altitude moyenne (H moy) se calcule à l'aide de l'expression ci-après :

$$H_{Moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot \left( \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right)}{S} \quad (\text{II.6})$$

Où :

$A_i$  : est l'altitude moyenne de l'aire en m ;

$S_i$  : comprise entre deux courbes de niveau consécutive

### C. pente moyenne

Elle est considérée comme une variable indépendante, elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et influence directement le débit de pointe lors d'une averse (amplitude des crues)[Bermad,2005].

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 6:** Pente moyenne

Bassin Versant	Pente moyenne (%)
BV1	39
BV2	25
BV3	40
BV4	47

La pente moyenne s'exprimant en m/km ou en ‰ a été évaluée à l'aide de l'expression :

$$I = \frac{D \cdot \sum l}{S} = \frac{D \cdot L}{S} \quad (\text{II.7})$$

Où :

I : pente moyenne du bassin (m/km) ;

$\sum l$  : longueur totale des courbes de niveau (km);

D : différence d'altitude constante entre deux courbes de niveau (m).

#### D. Indice de pente de roche

L'indice de pente de roche ( $I_p$ ) est donné par la relation suivante :

$$I_p = \frac{\sum S_j \cdot \sqrt{n_j}}{\sum S_j} = \frac{\sqrt{D}}{L} \cdot \sum \sqrt{x_j} \quad (\text{II.8})$$

Où :

$X_j$  : distance entre deux courbes de niveau ;

L : est la somme des  $X_j$  ;

D : l'écartement entre les courbes de niveau.

**Tableau II. 7:** Indice de pente de roche

Bassin Versant	Indice de pente (%)
BV1	0,03
BV2	0,02
BV3	0,03
BV4	0,02

#### E. Indice de pente globale

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_5 - H_{95}}{L} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

$I_g$  :Indice de pente globale[m/Km] ;

D : Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  [m] ;

L : Longueur du rectangle équivalent [Km].

**Tableau II. 8:** Indice de pente globale

Bassin Versant	Indice de pente globale (m/Km)
BV1	28.76
BV2	13.89
BV3	21.98
BV4	12.15

$H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  sont respectivement Les altitudes correspondantes à  $S_{5\%}$  et  $S_{95\%}$ .

## II.2. Caractéristique hydrographique des bassins versants

### II.2.1. Réseau hydrographique

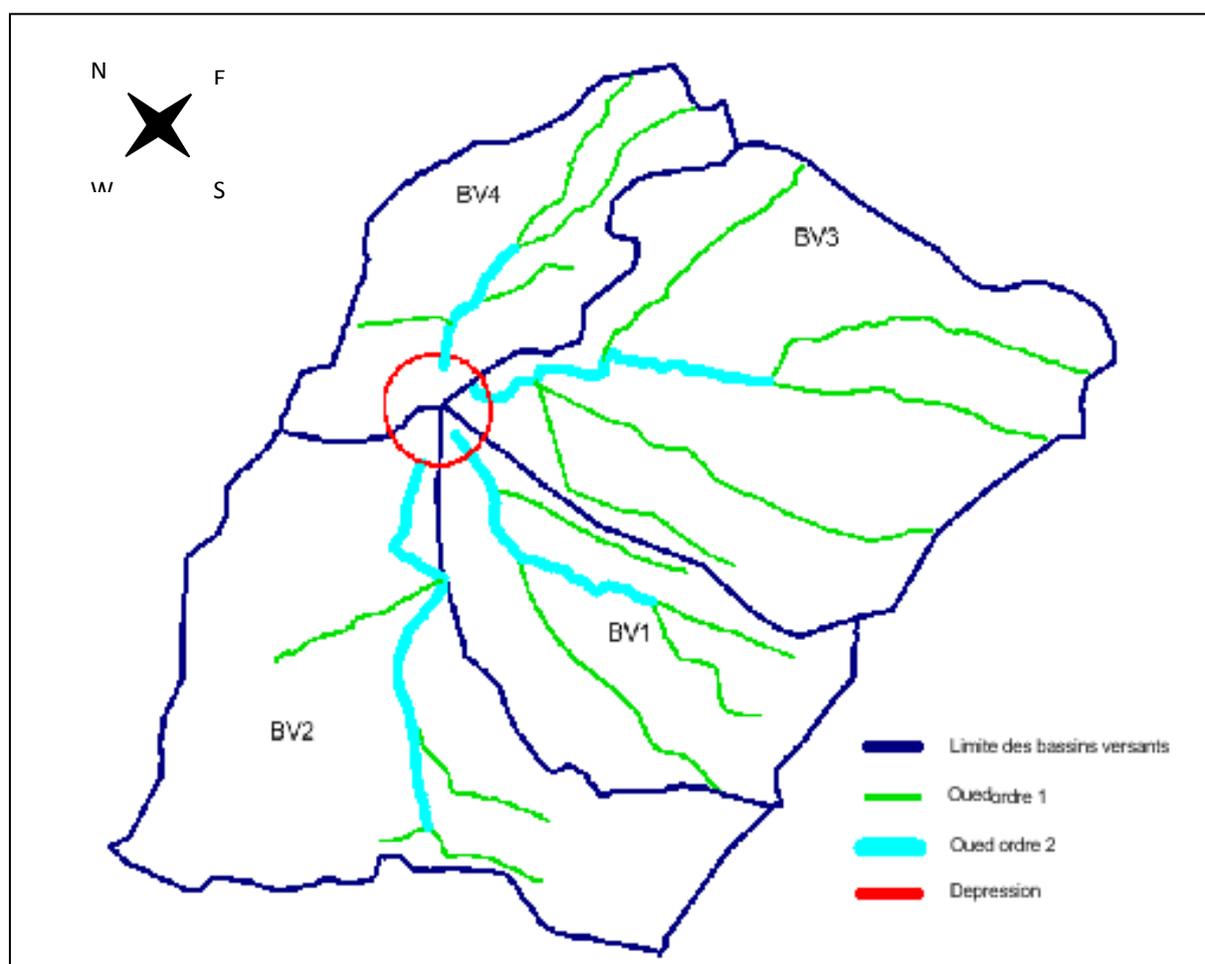
Le transfert de l'eau en rivière s'effectue en suivant l'arborescence du réseau hydrographique. Pour cela il existe plusieurs facteurs qui interviennent: la géomorphologie, le milieu souterrain, la pédologie, le couvert végétal, etc.

L'écoulement en rivière dépend essentiellement de la structure du réseau hydrographique (longueur du réseau, surface du bassin versant en chaque point, pente, etc.) [Moussa, 1993].

La densité de drainage et le coefficient de torrentialité sont calculés à partir de caractéristiques du réseau hydrographique, ce dernier reconstitué à partir des cartes topographiques est ordonné selon la classification de Horton résumée dans le tableau suivant :

**Tableau II. 9:** Caractéristiques du réseau hydrographique

BV	Ordre	Nombre	Longueur, [km]	Longueurmoyenne, [km]
BV1	1	4	4,81	1,20
	2	1	1,71	1,71
	Total	5	6,52	1,46
BV2	1	4	4,33	1,08
	2	1	1,67	1,67
	Total	5	6,00	1,20
BV3	1	5	7,03	1,41
	2	1	2,41	2,41
	Total	6	9,44	1,57
BV4	1	4	3,24	0,81
	2	1	1,06	1,07
	Total	5	4,31	0,86

**FIGURE II. 2 :** Réseau hydrographique

### II.2.2. La densité de drainage

La densité de drainage et le coefficient de torrencialité sont calculés à partir des caractéristiques du réseau hydrographique, ce dernier reconstitué à partir des cartes topographiques est ordonné selon la classification de Horton.

La densité de drainage est évaluée selon l'expression:

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{II.10})$$

Où :

$\sum L_i$  : la somme des longueurs de tous les thalwegs.

On constate que plus  $D_d$  est grande, plus la réponse du bassin de drainage sera grand.

Les régions à haute densité de drainage présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué [Andre, 2004].

### II. 2.3. Le coefficient de torrencialité

Est calculé à l'aide de l'équation:

$$C_t = D_d F_1 \quad (\text{II.11})$$

Où  $F_1$  est le rapport entre le nombre de thalwegs d'ordre 1 et la surface globale du BV.

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 10:**Densité de drainage et coefficient de torrencialité

Caractéristiques	Symboles	Unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Densité de drainage	$D_d$	Km/km <sup>2</sup>	2,28	1,10	1,58	1,75
Coefficient de torrencialité	$C_t$	-	3,2	0,8	1,3	2,8

### II.2.4. Profil en long et pente moyenne

Le réseau hydrographique est décrit par la pente moyenne qu'on détermine à partir du profil en long, établi en fonction des altitudes et la longueur du thalweg le plus long, elle à une influence directement sur la vitesse et le temps de concentration de bassin versant.

La pente moyenne du thalweg le plus long (*annexe 4*). Est calculée par la relation:

$$I_{moy} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (II.12)$$

Où :

H<sub>max</sub> et H<sub>min</sub> : les altitudes maximales et minimales du thalweg le plus long en m.

La pente moyenne de l'oued est proche de la pente moyenne extraite de la courbe Hypsométrique, mais reste bien inférieure à celle du BV.

**Tableau II. 11:** Pente moyenne

Caractéristique	Symbole	Unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Pentemoyenne	Imoy	m/km	30.56	27.95	26.11	24.39

### II.2.5. Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie de bassin la plus éloignée pour parvenir à l'exutoire [Bermad,2005].

Le temps de concentration (TC) est un paramètre important caractérisant le ruissellement, il s'exprime en heures (*tableau II.13*), Il existe plusieurs relations de calcul du temps de concentration.

- La plus utilisée est celle de Giandotti:

$$Tc = \frac{4\sqrt{s} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}} \quad (II.13)$$

Où :

H est la différence entre l'altitude moyenne et celle de l'exutoire, en mètres.

- La relation de Passini s'écrit comme suit:

$$Tc = 0,108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{I_{moy}} \quad (II.14)$$

- La relation de Kirpich:

$$Tc = 0,945 \frac{L^{1,155}}{D^{0,385}} \quad (II.15)$$

Où, D, est la différence entre les extrémités du thalweg, en mètres.

- La relation du Service Routier de l'Etat de Californie (USA) :

$$Tc = 3,98 \left( \frac{L}{\sqrt{I_{moy}}} \right)^{0,77} \quad (II.16)$$

**Tableau II. 12:** Résultats du calcul du temps de concentration (en heures)

N°	Relation	BV1	BV2	BV3	BV4
1	GIANDOTTI	2,29	3,87	2,93	5,08
2	PASSINI - TURAZZA	1,49	2,36	2,37	1,77
3	KIRPICH	0,59	0,65	0,76	0,55
4	SR de l'Etat de Californie	2,63	3,41	3,56	2,86

### II.2.6. La vitesse de ruissellement

La vitesse de ruissellement évaluée en relation avec le temps de concentration de Giandotti (*tableau II.14*), calculée par la relation :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \quad (\text{II.17})$$

**Avec :**

L : Longueur du cours d'eau principal (Km);

Tc : Temps de concentration (h).

**Tableau II. 13:** Vitesses de ruissellement selon le temps de concentration de Giandotti

Bassin versant	BV1	BV2	BV3	BV4
Vitesses de ruissèlement en m/s	1,33	0,83	1,40	0,41

### II.2.7. Pluviométrie

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versants nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique.

Comme bases de données pluviométriques nous nous recourons aux informations recueillies par la station pluviométrique de Mostaganem code (60457), fournit par l'Office National de la Météorologie (O.N.M). Cette station dispose d'un enregistrement de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximales journalières pour 30 années d'observations (*annexe 2*).

#### II.2.7.1. Pluie moyenne interannuelle

L'estimation de la pluie moyenne interannuelle est faite à partir de La station pluviométrique de Mostaganem code (60457).

Le traitement de la série pluviométrique, nous conduit à opter pour une moyenne interannuelle de 362,8 mm.

### II.2.7.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne

Le pluviomètre de Mostaganem indique des maximums en hiver (*figure II.3*), notamment le mois de novembre où tombent près de 19 % des précipitations annuelles.

Au total plus de 60 % des précipitations tombent en l'espace de 4 mois (entre Novembre et Février), par contre durant les trois mois de la période estivale (Juin, Juillet et Août), il tombe moins de 3% des précipitations annuelles.

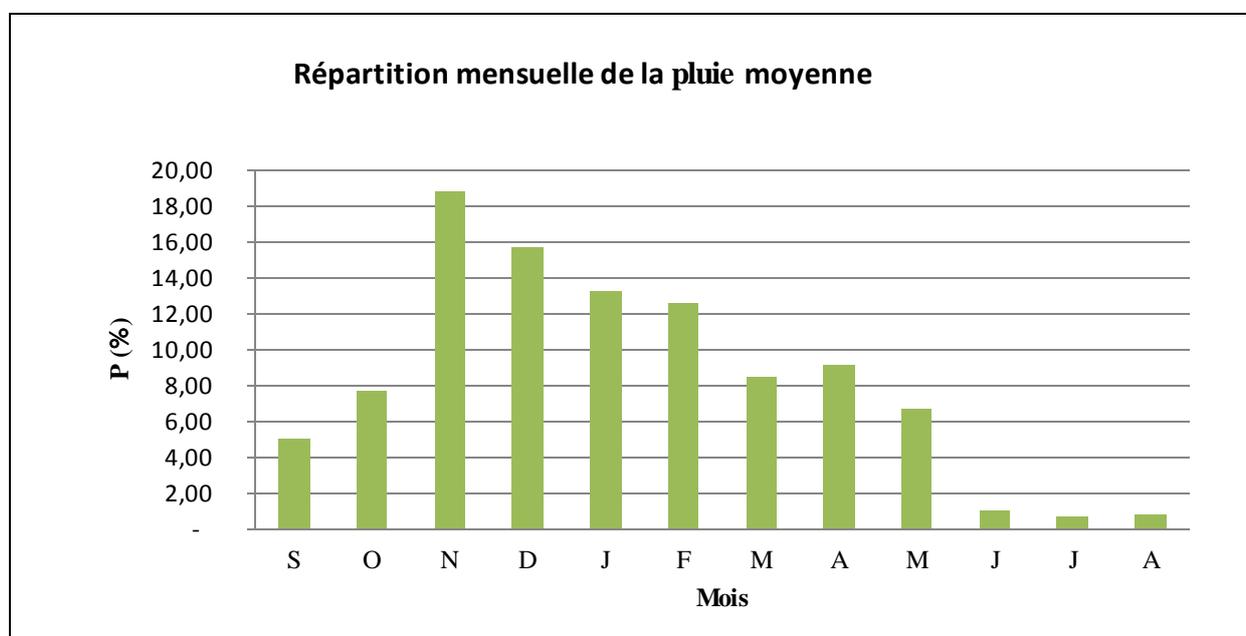


FIGURE II. 3 :Répartition mensuelle de la pluie moyenne

### II.2.7.3. Pluies journalières maximales

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

#### II.2.7.3.1. Ajustement des pluies maximales journalières

Cet ajustement nous permet d'évaluer les pluies maximales journalières pour n'importe quelle période de retour.

#### II.2.7.3.2. Choix de la loi d'ajustement.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

**Tableau II. 14:** Les différentes lois d'ajustement

Loi	Fonction de densité de probabilité
Exponentielle	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-m}{\alpha}\right]$
GEV	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{\frac{1}{k}-1} \exp\left[-\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{\frac{1}{k}}\right]$
Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-u)^2}{2\sigma^2}\right]$
Log-Normal 2	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln x - u)^2}{2\sigma^2}\right]$
Log-Normal 3	$f(x) = \frac{1}{(x-m)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln(x-m) - u)^2}{2\sigma^2}\right]$
Weibull	$f(x) = \frac{c}{\alpha} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{c-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^c\right]$
Gamma	$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} x^{\lambda-1} e^{-\alpha x}$

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)-la loi de **GUMBEL**.
- 2)-la loi de **GALTON**(log-normal2).

### II.2.7.3.3. Ajustement à la loi de Gumbel et Galton (Hyfran)

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement (*figure II.6*), on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

La série est homogène, et la loi de Galton donne un ajustement satisfaisant, cela est tiré d'après le test d'adéquation ( $\chi^2$  -KHI carré) et on a :

$P(\chi^2) = 5.63 \% > 5 \%$  donc l'ajustement est satisfaisant (voir test d'adéquation).

Les droites de Galton et Gumbel sont représentées respectivement par les (*figure II. (4,5)*).

## Résultats de l'ajustement

### Test d'homogénéité à l'échelle annuelle (Wilcoxon)

#### Hypothèses

H0 : Les moyennes des deux sous échantillons sont égales

H1 : Les moyennes des deux sous échantillons sont différentes

#### Résultat

Valeur de la statistique  $|W| = 0,1876$

p-value  $p = 0,8512$

#### Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %.

On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

### Gumbel (Méthode des moments)

Station de Mostaganem (60457)

Nombre d'observations: 30

#### Paramètres

u 39,0307

alpha 23,3754

#### Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	146.6	21.48	104.5 - 188.7
50.0	0.9800	130.2	18.44	94.10 - 166.4
20.0	0.9500	108.5	14.44	80.16 - 136.8
10.0	0.9000	91.63	11.43	69.23 - 114.0
5.0	0.8000	74.09	8.461	57.51 - 90.68
4.0	0.7500	68.16	7.531	53.39 - 82.92
2.0	0.5000	47.60	5.024	37.75 - 57.45

### **Test d'adéquation**

Gumbel (Méthode des moments)

### **Hypothèses**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

### **Résultats**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 18.07$

p-value  $p = 0.0012$

Degrés de liberté : 4

Nombre de classes : 7

### **Conclusion**

Nous devons rejeter au niveau de signification de 1%.

### **Résultats de l'ajustement Lognormale (Maximum de vraisemblance).**

Station de Mostaganem (60457)

Nombre d'observations: 30

### **Paramètres**

mu 3,85301

sigma 0,444978

### **Quantiles**

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	132.7	21.02	91.53 - 174.0
50.0	0.9800	117.6	17.04	84.17 - 151.0
20.0	0.9500	98.01	12.34	73.83 - 122.2
10.0	0.9000	83.38	9.212	65.32 - 101.4
5.0	0.8000	68.54	6.509	55.78 - 81.30
4.0	0.7500	63.62	5.741	52.37 - 74.88
2.0	0.5000	47.13	3.829	39.63 - 54.64

## Test d'adéquation

Lognormale (Maximum de vraisemblance)

### Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale

### Résultats

Résultat de la statistique :  $X^2 = 9.20$

p-value  $p = 0.0563$

Degrés de liberté : 4

Nombre de classes : 7

### Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

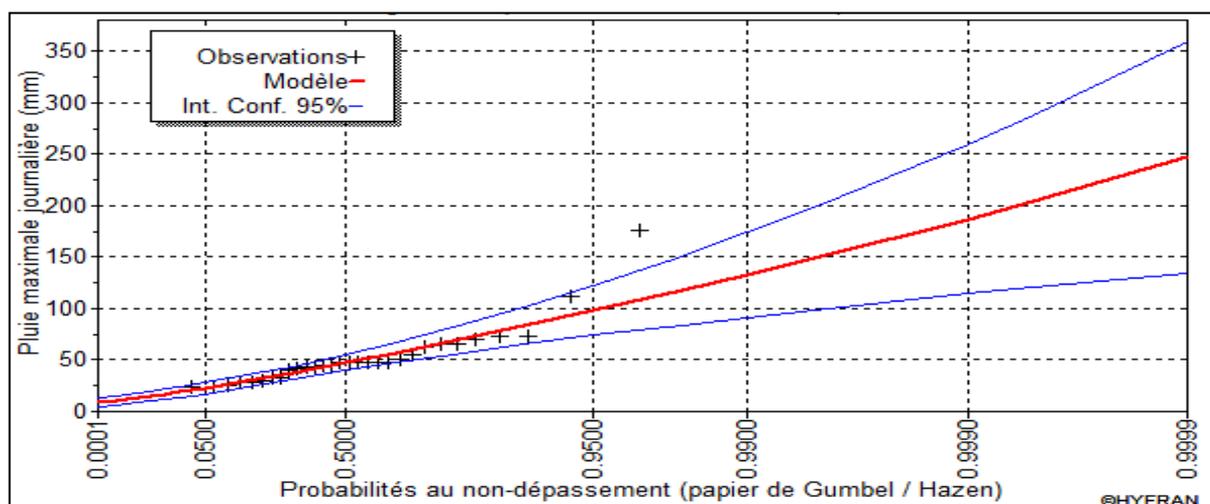


FIGURE II. 4 : Ajustement à la loi de Galton (Hyfran)

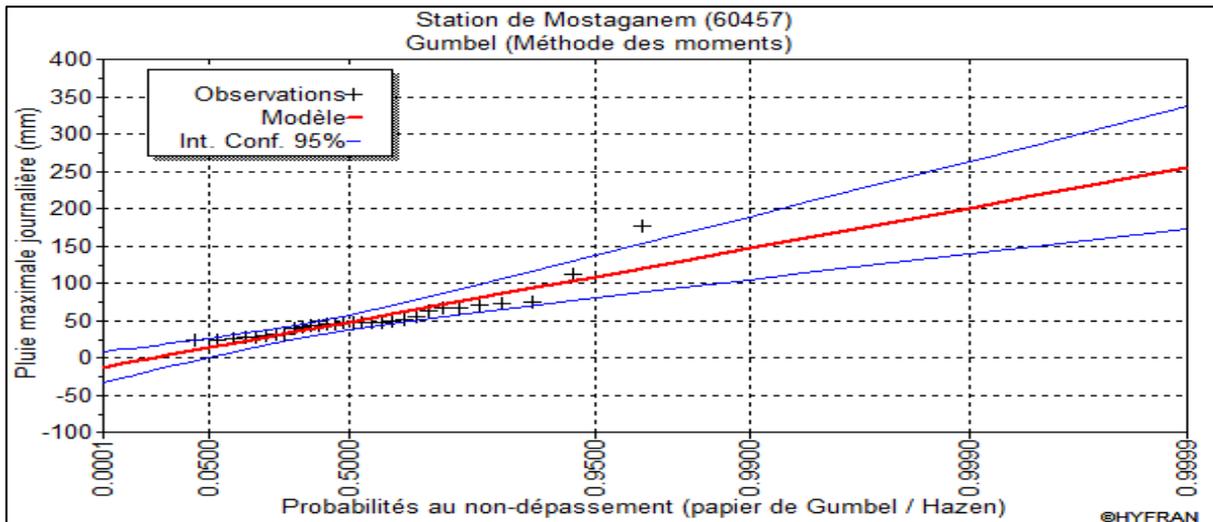


FIGURE II. 6 :Ajustement a la loi de Gumbel(Hyfran)

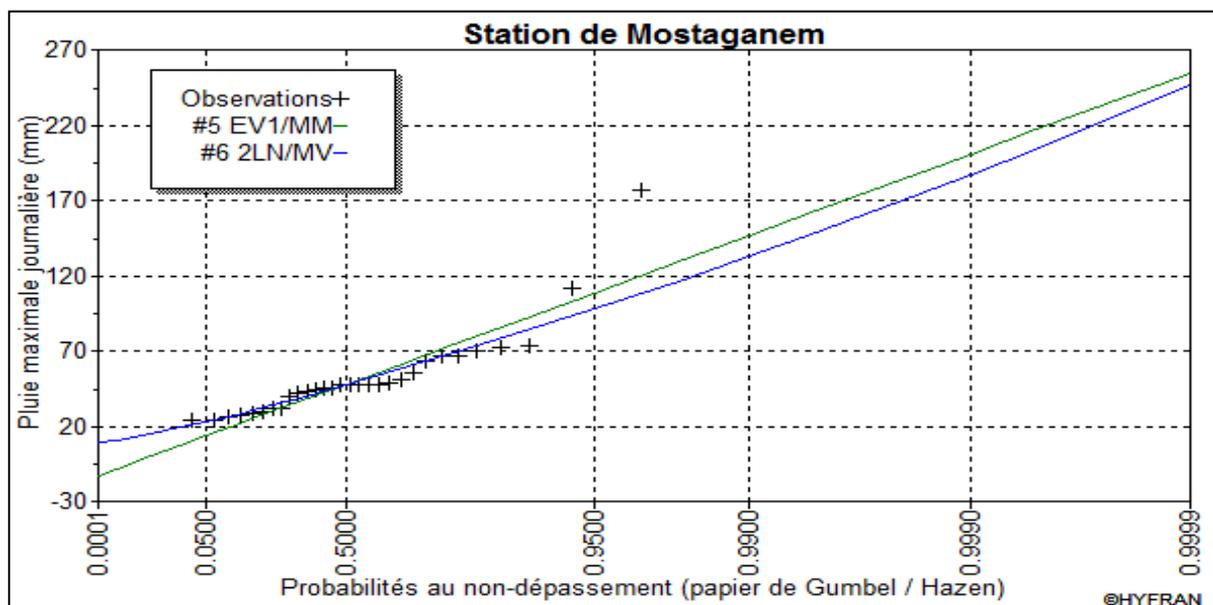


FIGURE II. 5 : Comparaison entre les deux graphes d'ajustement

**II.2.8. Pluies de courte durée**

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{p\%}(t) = P_{j\max p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \tag{II.18}$$

*Avec :*

$P_{p\%}(t)$  : Pluie de courte durée [mm] ;

$P_{j\max p\%}$  : Pluie maximale journalière pour différentes fréquences [mm] ;

t : durée de l'averse [heure] ;

b : exposant climatique (b = 0.36 selon les études régionales de l'ANRH).

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

$$I = \frac{P_{\%}(t)}{t} \quad (\text{II.19})$$

**Avec :**

I : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au (tableau II.16).

**Tableau II. 15:** Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (an) :

Durée de l'averse		Période de retour (an)					
(heurs)		2	5	10	20	50	100
0,25	<b>P</b>	3.70	5.39	6.55	7.70	9.24	10.43
	<b>I</b>	14.82	21.55	26.22	30.82	36.98	41.72
0.5	<b>P</b>	4.75	6.91	8.41	9.89	11.86	13.39
	<b>I</b>	9.51	13.83	16.82	19.78	23.73	26.77
1	<b>P</b>	6.10	8.87	10.80	12.69	15.23	17.18
	<b>I</b>	6.10	8.87	10.80	12.69	15.23	17.18
2	<b>P</b>	7.83	11.39	13.86	16.29	19.54	22.05
	<b>I</b>	3.92	5.69	6.93	8.14	9.77	11.03
Tc1=2.29 BV1	<b>P</b>	8.22	11.96	14.55	17.10	20.52	23.15
	<b>I</b>	3.59	5.22	6.35	7.47	8.96	10.11
Tc2= 3.87 BV2	<b>P</b>	8.92	12.97	15.78	18.54	22.25	25.11
	<b>I</b>	2.30	3.35	4.08	4.79	5.75	6.49
Tc3=2.93 BV3	<b>P</b>	8.70	12.66	15.40	18.10	21.72	24.50
	<b>I</b>	2.97	4.32	5.25	6.18	7.41	8.36
Tc4=5.08 BV4	<b>P</b>	16.25	23.64	28.75	33.80	40.56	45.76
	<b>I</b>	3.20	4.65	5.66	6.65	7.98	9.01
6	<b>P</b>	11.63	16.91	20.58	24.19	29.02	32.75
	<b>I</b>	1.94	2.82	3.43	4.03	4.84	5.46
12	<b>P</b>	14.93	21.71	26.41	31.04	37.25	42.03
	<b>I</b>	1.24	1.81	2.20	2.59	3.10	3.50
18	<b>P</b>	17.27	25.12	30.56	35.92	43.10	48.64
	<b>I</b>	0.96	1.40	1.70	2.00	2.39	2.70
24	<b>P</b>	19.16	27.86	33.89	39.84	47.80	53.94
	<b>I</b>	0.80	1.16	1.41	1.66	1.99	2.25

A partir des résultats du tableau (II.16), nous avons retracé les courbes IDF (*figure II.8*).

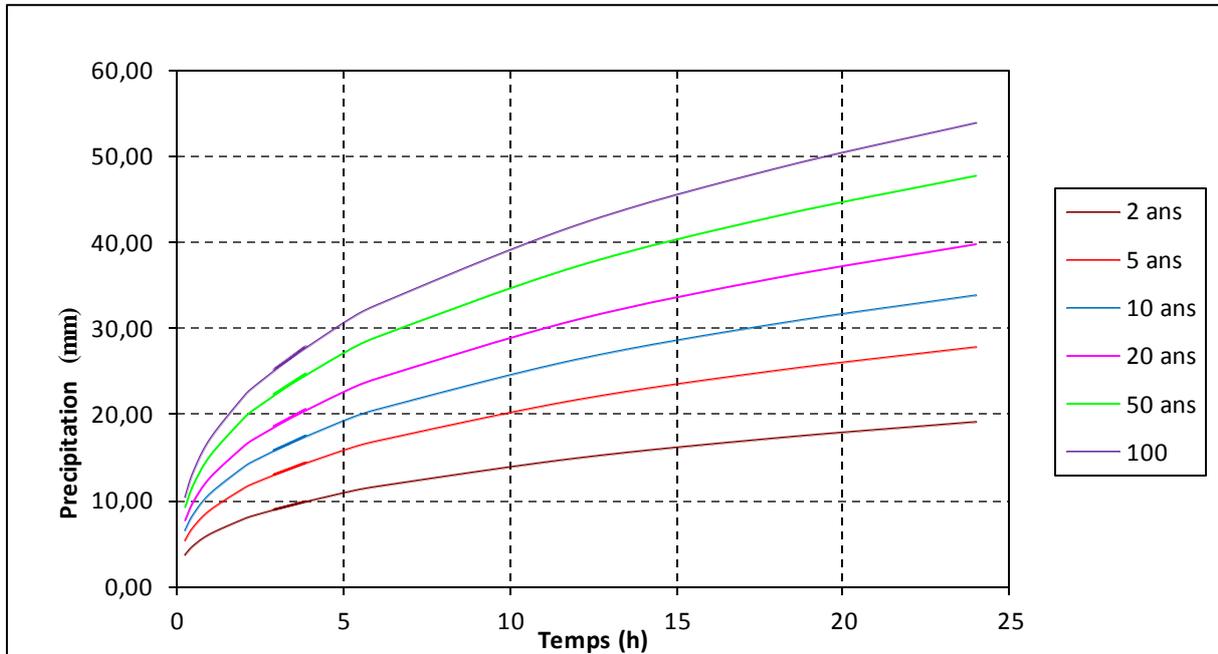


FIGURE II. 7 : Courbes des pluies de courte durée fréquentielles

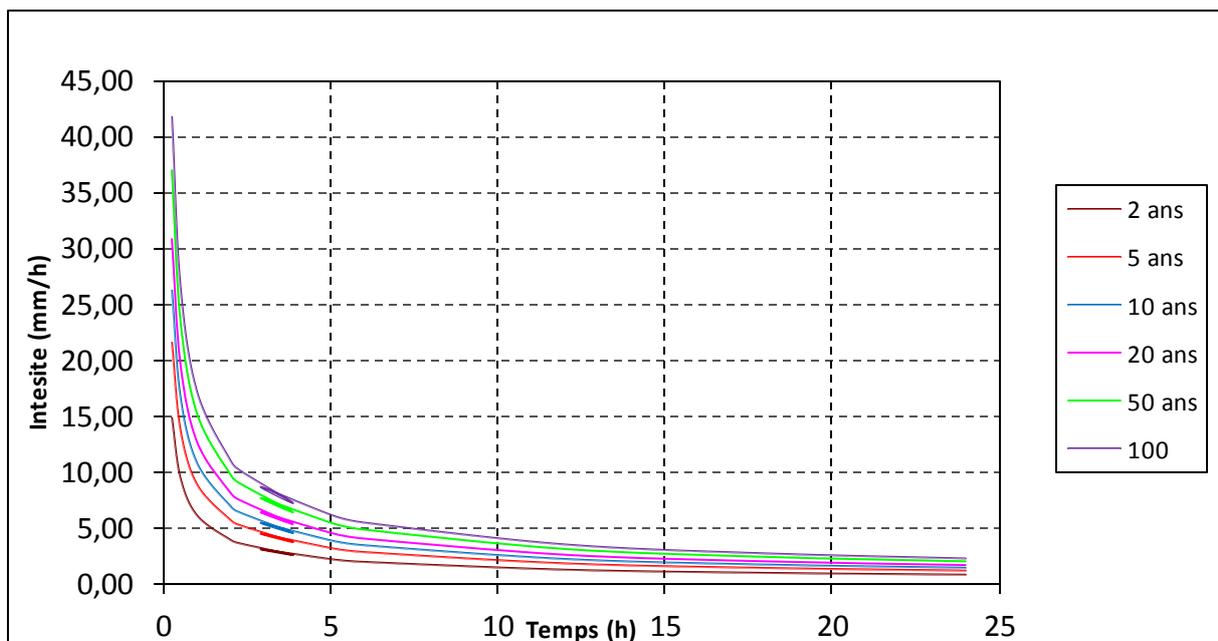


FIGURE II. 8 : Courbes des intensités fréquentielles

## II.3. Etude des apports

### II.3.1. Apports liquides

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques.

➤ **Formule de COUTAGNE :**

$$Le = (0,16 - 0,00145\sqrt{S}) \cdot \bar{P} \quad (\text{II.20})$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^{-3} \quad (\text{II.21})$$

➤ **Formule de DERY :**

$$\bar{A} = 0,915(\bar{P})^{2,684} (S)^{0,842} \quad (\text{II.22})$$

➤ **Formule de SAMIE :**

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (\text{II.23})$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^{-3} \quad (\text{II.24})$$

➤ **Formule de CHAUMONT:**

Cette formule donne le coefficient d'écoulement  $C_e$ .

$$C_e = 0,6(1 - 10^{-0,36P^2}) \quad (\text{II.25})$$

$$Le = C_e \cdot \bar{P} \quad (\text{II.26})$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \cdot 10^{-3} \quad (\text{II.27})$$

*Avec :*

$S$  : surface du bassin versant [ $\text{km}^2$ ] ;

$\bar{P}$  : Pluie moyenne annuelle [m] ;

$Le$  : Lamme d'eau écoulée [mm] ;

$\bar{A}$  : Apport moyen annuel [ $\text{m}^3$ ].

Nous avons opté, pour chaque bassin versant, pour la moyenne des résultats obtenus des différentes formules empiriques.

Les résultats obtenus par ces différentes méthodes sont élaborés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 16:** Lames d'eau écoulées et apports moyens interannuelles

	<i>Bassin N°01</i>		<i>Bassin N°02</i>		<i>Bassin N°03</i>		<i>Bassin N°04</i>	
	Le	A	Le	A	Le	A	Le	A
	mm	Mm <sup>3</sup>						
Formule de <b>COUTAGNE</b>	57.14	0.16	56.82	0.30	56.74	0.34	57.21	0.14
Formule de <b>DERY</b>	50.95	0.15	46.18	0.25	45.33	0.27	52.18	0.13
Formule de <b>SAMIE</b>	38.06	0.11	37.88	0.20	37.84	0.23	38.09	0.09
Formule de <b>CHAUMONT</b>	22.48	0.06	22.48	0.12	22.48	0.13	22.48	0.06
moyenne	42.16	0.12	40.84	0.22	40.60	0.24	42.49	0.10

### II.3.2. Apports solides

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

Les mesure disponible dans notre cas nous ramène a choisir la formule empirique de TIXERONT.

#### ❖ Formule de TIXERONT

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$E_S = a \cdot L_e^{0.15} \quad (\text{II.28})$$

Où :

$E_S$  : taux d'abrasion (t/km<sup>2</sup>/an)

$L_e$  : lame d'eau ruisselée en (mm)

$a$  : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

$a = 350$  (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma = 1.4T/m^3$ .

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \quad (\text{II.29})$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 17:** les apports solides

Basin versant	S (km <sup>2</sup> )	Le (mm)	Es (T/Km2/an)	Vs (m3/ans)
<b>BV1</b>	2.86	42.16	613.484	1253.260
<b>BV2</b>	5.33	40.84	610.564	2324.503
<b>BV3</b>	5.99	40.6	610.024	2610.031
<b>BV4</b>	2.46	42.49	614.202	1079.240

## II.4. Etude des crues

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par de nombreuses variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie etc.

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie où les Oueds, à cause de la grande irrégularité, passant de débits nuls à des débits de crues exceptionnels.

Les crues dépendent essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie, de plus, le rôle physique du bassin versant n'est pas négligeable.

De ce fait, l'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse, sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, les paramètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapport des confluences et des longueurs, etc. ...), par la pente des thalwegs, la forme du lit, la largeur de la vallée. De plus, les diverses branches du chevelu hydrographique interviennent bien qu'à un degré moindre dans l'évolution ou la perturbation d'une crue. Dans la plupart des cas, ce sont les averses généralement qui provoquent les grandes crues.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

### II.4.1 Les formules empiriques pour la détermination de la crue

➤ **Formule de Mallet – Gauthier**

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \quad (\text{II.30})$$

*Avec :*

K : constante comprise entre 1-3 on prend (1,3) ;

$\bar{H}$  : Précipitation moyenne interannuelle [m] ;

S : Surface du bassin versant [Km<sup>2</sup>] ;

L : Longueur du talweg principale [Km] ;

T : Période de retour.

➤ **Formule de Turraza**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{\bar{i}_{tc} \cdot A}{3.6} \quad (\text{II.31})$$

*Avec :*

A : Surface du bassin versant [Km<sup>2</sup>] ;

$\bar{i}_{tc}$  : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration [mm/h].

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P. Ce paramètre est calculé dans le (*tableau II.19*).

**Tableau II. 18:** Coefficient de ruissellement

Période de Retour	2	5	10	20	50	100
Coefficient de ruissellement	0.50	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80

➤ **Formule de Sokolovsky**

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\% t_c} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad (\text{II.32})$$

**Avec :**

S : Surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>] ;

f : Coefficient de forme de la crue ;

t<sub>c</sub> : Temps de concentration du bassin versant en [h] ;

X<sub>p%, t<sub>c</sub></sub> : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t<sub>c</sub> ;

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

Pour  $S \leq 50 \text{ km}^2$  on a  $\gamma = 2$

$\alpha_{p\%}$  : coefficient de ruissellement pour la crue probable. Ce paramètre est calculé dans le tableau (II.19) :

➤ **Formule de Giandotti**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{t_c, p\%} \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1,5L} \quad (\text{II.33})$$

**Avec :**

S : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup> ;

L : Longueur du talweg principale en Km ;

h<sub>moy</sub> : Altitude moyenne en m ;

h<sub>min</sub> : Altitude minimale en m ;

h<sub>t<sub>c</sub>, p%</sub> : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux ;

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166.

Les débits de crues de chaque bassin versant fait l'objet des tableaux suivants.

**Tableau II. 19:** Débits de crues au bassin versant n°1

<b>Débit de crue au bassin versant n°01</b>				
<b>Période de retour</b>	<b>Formule de Mallet Gauthier</b>	<b>Formule de Turazza</b>	<b>Formule de Giandotti</b>	<b>Formule de Sokolovsky</b>
<b>An</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>
2	1.129	1.712	1.875	1.725
5	2.393	2.987	2.727	3.011
10	4.187	3.937	3.317	3.968
20	6.279	4.983	3.899	5.023
50	10.644	6.406	4.678	6.457
100	11.484	7.711	5.280	7.773

**Tableau II. 20:** Débits de crues au bassin versant n°2 :

<b>Débit de crue au bassin versant n°02</b>				
<b>Période de retour</b>	<b>Formule de Mallet Gauthier</b>	<b>Formule de Turazza</b>	<b>Formule de Giacometti</b>	<b>Formule de Sokolovsky</b>
<b>An</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>
2	2.151	2.336	2.230	2.063
5	3.101	4.077	3.243	3.600
10	6.363	5.375	3.946	4.746
20	7.203	6.804	4.637	6.007
50	9.411	8.745	5.565	7.723
100	10.717	10.530	6.279	9.296

**Tableau II. 21:** Débits de crues au bassin versant n°3 :

<b>Débit de crue au bassin versant n°03</b>				
<b>Période de retour</b>	<b>Formule de Mallet Gauthier</b>	<b>Formule de Turazza</b>	<b>Formule de Giacometti</b>	<b>Formule de Sokolovsky</b>
<b>An</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>
2	3.369	3.136	3.125	2.990
5	4.900	5.476	4.543	5.217
10	5.795	7.219	5.527	6.875
20	8.212	9.137	6.496	8.702
50	12.452	11.749	7.795	11.188
100	13.301	14.136	8.796	13.466

Tableau II. 22: Débits de crues au bassin versant n°4

Débit de crue au bassin versant n°04				
Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Giacometti	Formule de Sokolovsky
An	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)
2	1.883	1.509	1.499	1.322
5	3.254	2.634	2.180	2.308
10	3.483	3.472	2.652	3.041
20	3.911	4.397	3.117	3.850
50	4.414	5.655	3.740	4.949
100	5.950	6.806	4.221	5.957

Au vue de comparaison entre les quatre méthodes de calcul de débit de crue fréquentiel, nous pouvant faire les constatations suivantes :

La formule de SOKOLOVSKY et celle de GIANDOTTI tient compte des paramètres topographiques, climatiques et hydrologiques, par contre la formule de MALLET-GAUTHIER ne tient pas compte de ces éléments les plus importants pour le calcul des crues. On peut remarquer aussi que la méthode de TURAZZA ne tient pas compte des éléments topographiques.

C'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de SOKOLOVSKY qui prend en considération les caractéristiques importantes du bassin versant.

#### II.4.2 Hydrogrammes des crues

Les caractéristiques de la crue (forme, temps de montée et de décrue, volume) pour diverses fréquences sont calculées par la méthode de Sokolovski qui assimile l'hydrogramme de crue à l'aide d'équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

❖ La montée de la crue :

$$Q = Q_{\max} \left[ \frac{t}{t_m} \right] \quad (\text{II.34})$$

❖ La décrue

$$Q = Q_{\max} \left[ \frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \quad (\text{II.35})$$

**Avec:**

$t_m$  : Temps de montée de la crue ;

$t_d$  : temps de la décrue ;

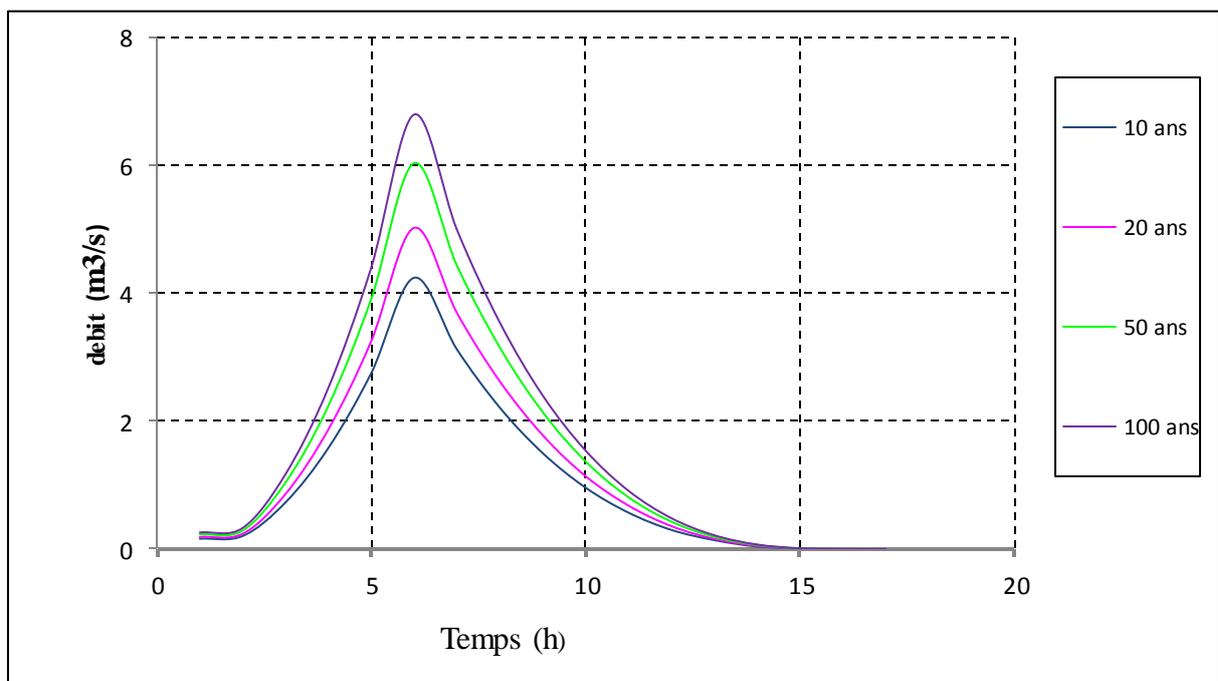
$\gamma$  : coefficient dépendant de la taille et des conditions physiographiques du bassin Versant, il est tabulé (*voir annexe 5*) ;

$m, n$  : les puissances des paraboles, respectivement égales à 2 et 3, pour les bassins versants de petits gabarits.

$$t_m = t_c \text{ et } t_d = \gamma \cdot t_c$$

On prend  $\gamma = 2$

Les résultats de calcul des débits de crues pour les différentes périodes de retour (10, 20, 50, 100 ans) de chaque bassin versant fait l'objet des figures ci-dessous :



**FIGURE II. 9:** Hydrogrammes des crues du bassin n°1

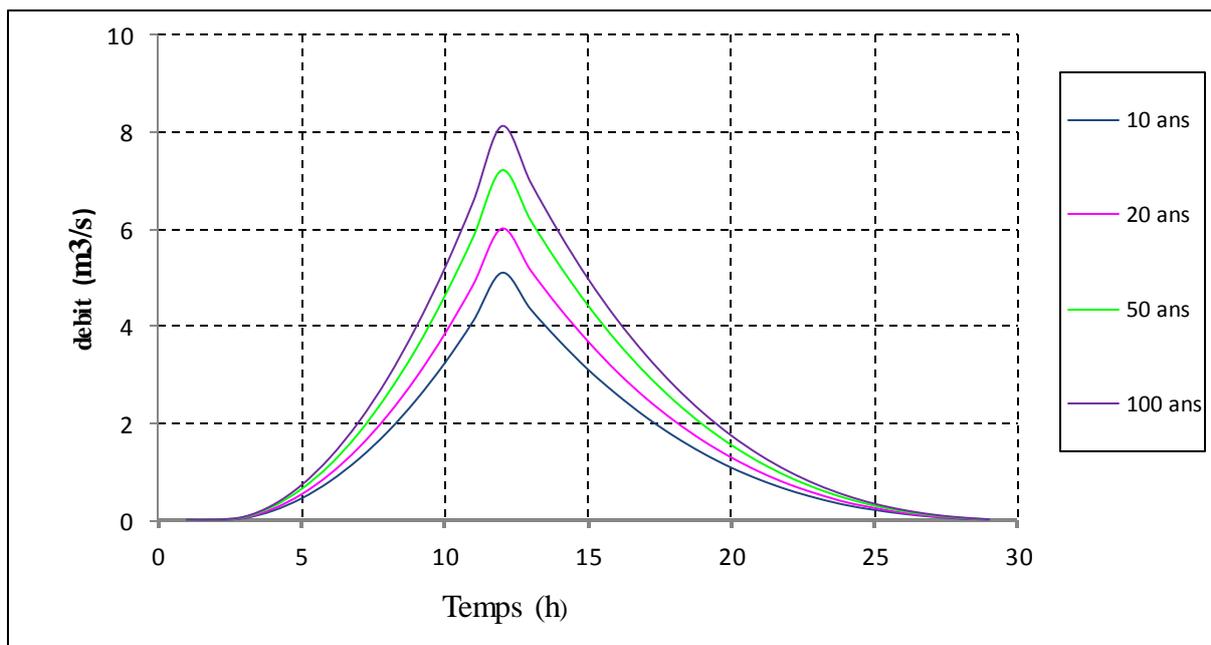


FIGURE II. 10: Hydrogrammes des crues du bassin n°2

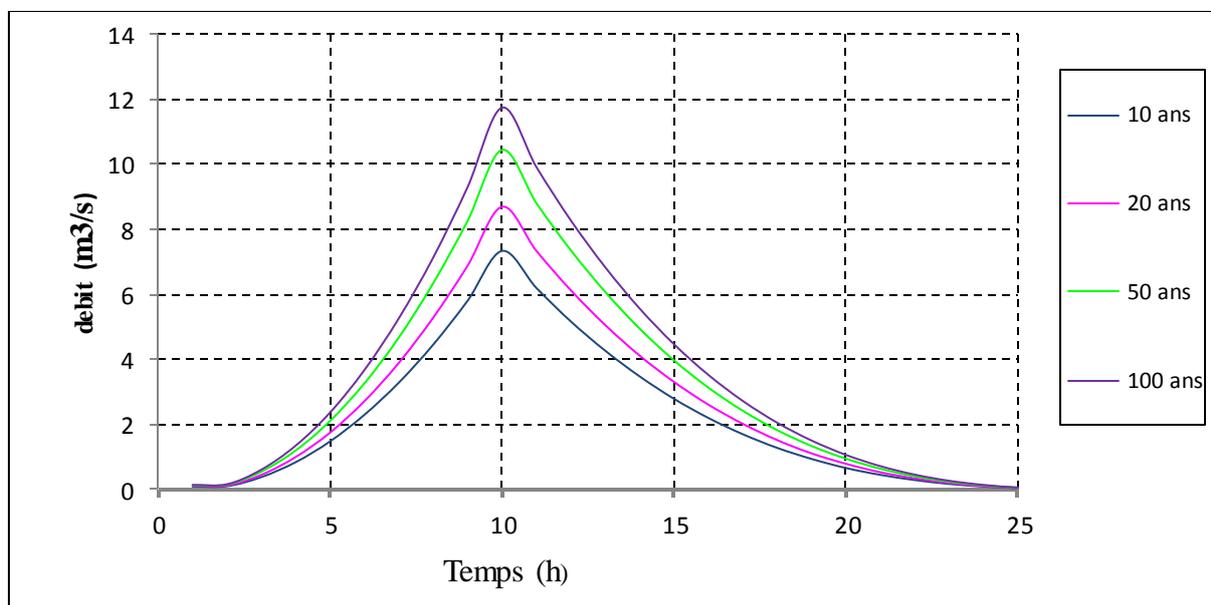


FIGURE II. 11: Hydrogrammes des crues du bassin n°3

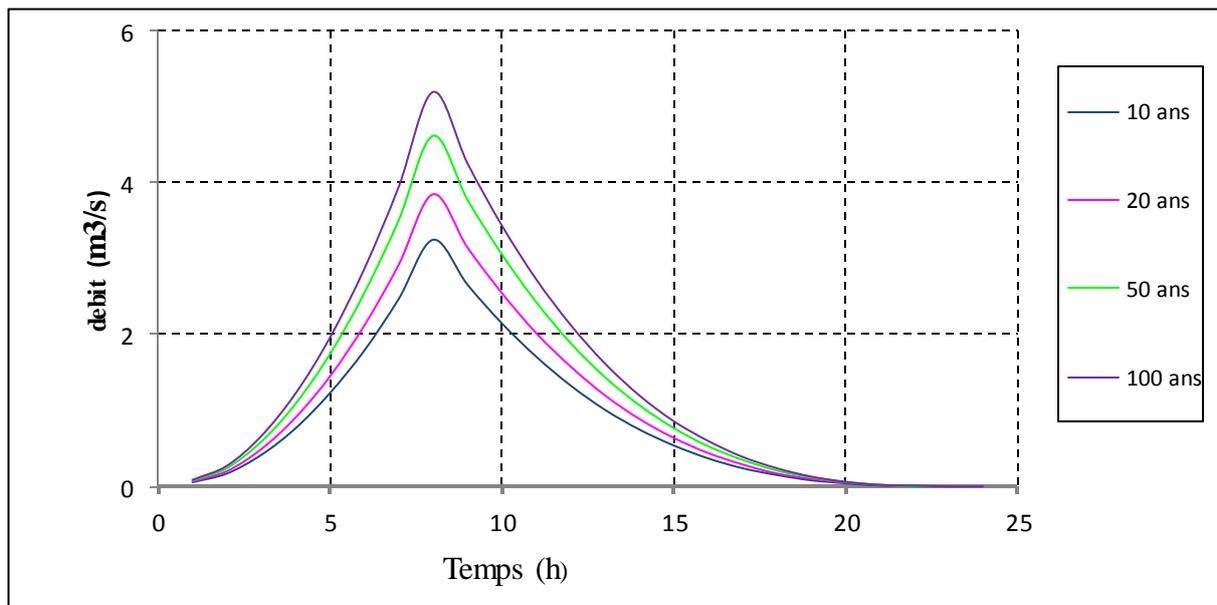


FIGURE II. 12 : Hydrogrammes des crues du bassin n°4

#### II.4.3 Choix de la fréquence de calcul

**En Algérie**, on utilise des fréquences égales ou inférieures à la centennale pour l'ensemble des infrastructures hydrauliques, en dehors des barrages dont les évacuateurs de crues sont dimensionnés pour la millénale ou déca-millénale. Cet usage reste insuffisant et imprécis et l'absence de réglementation en la matière, ce qui nous amène souvent à nous référer à des normes de pays tiers ou à des recommandations de l'OMM.

Les critères de choix d'une fréquence de crue diffèrent d'un pays à l'autre. Une recherche bibliographique en ce sens a été effectuée et résumée ci-après. L'ensemble de ces références est recommandé par l'OMM.

Le facteur économique demeure déterminant dans le choix de la fréquence: ainsi plus un ouvrage hydraulique est important et la zone à protéger dense en population et en équipements, plus la fréquence des crues considérée est rare et les protections onéreuses. On ne recherche donc pas une protection absolue, mais plutôt une protection contre des crues de fréquences déterminées.

**Aux USA**, on utilise 40 à 100% du débit maximal probable PMF (probable maximal flood) qui résulte d'une PMP (Précipitation maximale Probable) en fonction de l'importance de l'aménagement.

Dans l'ex. URSS, la fréquence dépend de la classification des ouvrages hydrauliques définie par une réglementation[Sokolov, 1976].

**Tableau II. 23:** Criteres de crues de projet pour les ouvrages hydrauliques

Catégorie	Probabilité annuelle de dépassement de la crue de projet (%)	Pourcentage de chance de dépassement en 100 ans de vie du projet (ans)
1	0.01	1
2	0.1	10
3	0.5	39
4	1.0	63

**En Suisse**, les directives de l'OFEE (Office Fédéral de l'Economie de l'Eau) font intervenir d'autres considérations (les sites à protéger, les objectifs de protection, les dégâts et dangers attendus et les processus dommageables) et lorsque le débit de fréquence calculé est inférieur à une pointe de crue observée, c'est cette dernière qui prime.

**En Grande Bretagne**, c'est l'institution «of Civil Engineers» qui a défini des critères en rapport avec un risque associé à la durée de vie de l'aménagement.

**Tableau II.26:** Normes concernant les crues et les vagues dans les réservoirs suivant le type de barrage [ICE, 1978].

Catégorie	Etat initial du réservoir	Norme générale	Apport de la crue de projet du barrage		Vitesse du vent courant et revanche minimale
			Norme minimale quand on peut accepter de rares dépassements	Autre norme basée sur la garantie d'une étude économique	
A. Réservoirs dont la rupture mettrait des vies en danger dans une agglomération.	L'évacuateur déverse le débit moyen inter annuel	Crue maximale probable (CMP)	0,5 CMP ou crue dix millénaire (calculée largement)	Non	Hiver: vent horaire maximal de retour 1 fois en 10 ans
B. Réservoirs dont la rupture (i) mettrait des vies en danger en dehors des agglomérations (ii) causerait des dommages très importants	Juste plein (pas de déversement)	0,5 CMP ou crue dix millénaire (calculée largement)	0,3 CMP ou crue millénaire (calculée largement)	Crue ayant une probabilité qui minimise le coût total de l'évacuateur et des dommages; le volume de la crue ne doit pas être inférieur à la norme minimale mais peut excéder la norme générale.	Été : vent horaire maximal, moyen annuel. Revanche supérieure ou égale à 0,6 m.
C. Réservoirs dont la rupture entraînerait un risque négligeable pour les vies humaines et des <b>dommages limités</b> .	Juste plein (pas de déversement)	0,3 CMP ou crue millénaire (calculée largement)	0,2 CMP <u>ou crue de 150 ans*</u>		Vent horaire maximal moyen annuel. Revanche supérieure ou égal à 0,4 m.
D. Cas spéciaux ou la perte de vies consécutive à une rupture n'est pas envisageable et ou les dommages autres que ceux de la perte de l'ouvrage sont très limités.	L'évacuateur déverse le débit moyen inter annuel	<b>0,2 CMP ou crue de 150 ans</b>		Non	Vent horaire maximal moyen annuel. Revanche supérieure ou égal à 0,3 m.
<p>Quand les procédures de contrôle du réservoir l'exigent et que les capacités du débit permettent la mise en route à ou au-dessus des niveaux particuliers définis au cours de l'année, ceux-ci peuvent être choisis à condition qu'ils soient indiqués dans des certificats ou les rapports du barrage. Quand on spécifie une fraction de la CMP, cela suppose que l'hydrogramme de la CMP a été établi et qu'on multiplie les ordonnées de cet hydrogramme par les coefficients 0,5; 0,3 ou 0,2.</p>					

**Au Canada**, les périodes de récurrence communément utilisées dans les projets de diverses structures hydrauliques sont publiées par le comité national canadien de la DHI:

**Tableau II. 24** Réglementation canadienne dans l'utilisation des fréquences des crues pour les projets hydrauliques [Grayd, 1972].

N°	Structure	Fréquence
1	Ponts sur grandes voies rapides où les remous peuvent causer des dommages excessifs, soit entraîné la perte du pont.	50 – 100 ans
2	Ponts sur des routes secondaires et ponceaux sur les routes importantes.	25 ans
3	Ponceaux sur les routes secondaires, systèmes de drainage durant les orages et fossés le long des routes importantes.	5 – 10 ans
4	Puisards recevant l'eau des orages, rigoles d'évacuation des eaux	1 – 2 ans

**En France**, c'est la fréquence décennale qui est recommandée dans les études des réseaux et ouvrages d'assainissement. Mais souvent, le gestionnaire recherche à déterminer la fréquence à laquelle le réseau déborde par endroits, en introduisant la notion de capacité globale d'un secteur, dans ce cas elle est souvent inférieure à la décennale [Bourrier,1985].

Dans certains cas particuliers de constructions en contrebas qu'une fréquence plus sécurisante (vingtennale à cinquantenale) est prise en considération.

Comme on peut le constater, la définition des normes n'est pas si objective que cela, souvent ce sont les Etats par souci d'homogénéisation qui fixent des seuils presque de façon arbitraire.

Afin de rester dans une marge de sécurité acceptable, nous recommandons que l'aménagement retenu soit dimensionné pour une crue de **fréquence vingtennale**.

## Conclusion

L'étude hydrologique du bassin versant de la vallée des jardins montre que la zone délimitée par quatre sous-bassins versant à une superficie totale d'ordre de 16,64 Km<sup>2</sup> et une forme allongée (l'indice de Gravelius supérieures à 1,2).

L'analyse statistique des précipitations et des débits ainsi que la morphologie du bassin versant dans sa partie aval a montré que ce dernier est confronté aux risques d'inondation qui se manifestent par des crues catastrophiques.

## Chapitre III : Etude hydraulique

### Introduction

Pour entamer n'importe quelle action sur la zone de dépression il faudra d'abord établir un diagnostic sur le fonctionnement du réseau existant qui nous permette de montrer ces limites d'évacuation des débits de projet.

La méthodologie s'appuie sur une modélisation dont l'architecture comprend plusieurs modèles échangeant des données variées. Nous avons utilisé deux logiciels, un logiciel de système d'information géographique Arc Gis et un logiciel de modélisation des rivières

HEC- RAS qui permettent de reproduire l'état de la zone naturelle à l'état numérique, dans le but d'établir la cartographie des zones inondables, la simulation des écoulements dans le temps et dans l'espace, et enfin de prendre des décisions sur l'aménagement à mettre en place en vue de résoudre le problème de l'aléa inondation.

### III.1. Description de réseau existant

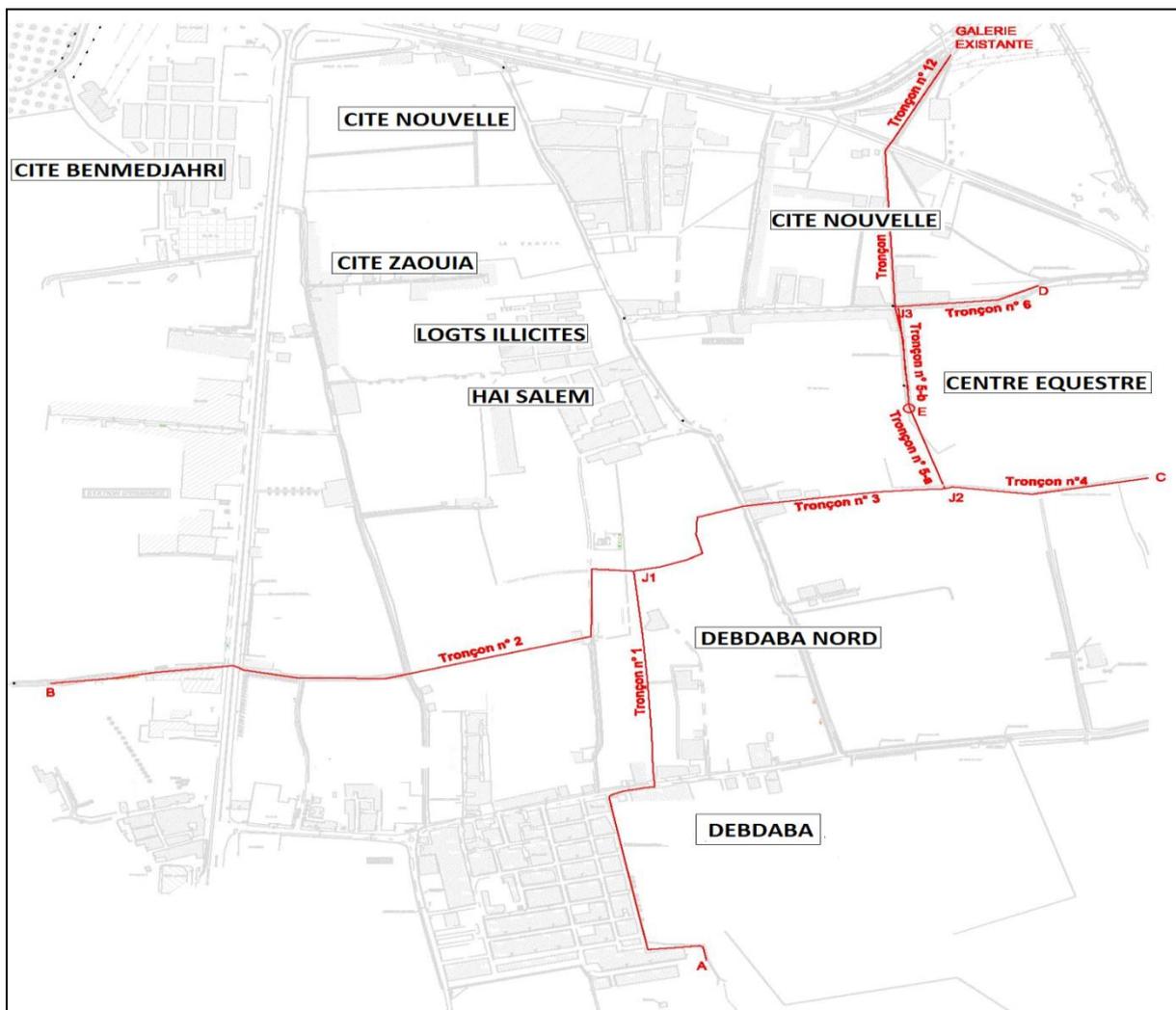
Le réseau d'eau pluviale existant est composé essentiellement de canaux maçonnés et bétonnés. Ce réseau permet la collecte et l'évacuation d'une majeure partie des eaux vers des zones naturelles d'accumulation formant ainsi des zones inondables temporaires et l'autre partie vers la galerie existante située à l'exutoire de l'ensemble des bassins versants afin d'être évacuer vers la mer.

La vallée des jardins est souvent exposée à l'inondation. A chaque épisode pluvial, les habitants s'inquiètent et s'attendent à des dégâts importants malgré la présence d'un réseau d'assainissement qui se caractérise par ce qui suit:

Le réseau de drains existants de la vallée des jardins peut être décomposé en 07 tronçons( *Figure III.1*).

- Le premier tronçon est localisé au sud de la vallée des jardins, il débute à l'entrée sud de Debdaba pour aboutir à Hai Salem.
- Le second est considéré comme une rigole, vue sa faible profondeur, il est situé au nord du CEM Debdaba et rue de la mosquée pour aller rejoindre le tronçon 1.
- Le troisième tronçon démarre à partir de la jonction des tronçons 1 et 2 jusqu'au sud du centre équestre, il est en terre naturelle.
- Le quatrième est un drain en terre, il passe au sud du centre équestre pour aller rejoindre le tronçon 3.

- Le cinquième tronçon démarre à partir de la jonction des tronçons 3 et 4, il est en partie maçonné et l'autre partie en terre, il passe entre le centre equestre et la cité nouvelle.
- Le sixième tronçon est localisé au nord du centre equestre, il est en terre et va rejoindre le tronçon 5 au nord de la cité nouvelle.
- Le dernier tronçon débute de la jonction des tronçon 5 et 6 pour aller vers l'entrée de la galerie existante qui diverge dans ouad ain Sefra. Cette galerie fait 1m de diamètre elle peut évacuer un débit de  $0,86\text{m}^3/\text{s}$ .



**FIGURE III. 1:** Trace du réseau de drainage existant (cales sur les plans urbains)

Les caractéristiques du réseau existant sont données dans le tableau suivant :

**Tableau III. 1:** Caractéristiques du réseau des eaux pluviales

Tronçon	Du Nœud	Au Nœud	Longueur (m)	Nature	Forme	Largeur à la base	Hauteur Amont	Hauteur Aval
1	A	J1	890	Béton	Rectangulaire	2,50	1,10	1,10
2	B	J1	1473	Terre	Naturelle	0,50	0,25	1,10
3	J1	J2	555	Terre	Naturelle	1,50	1,10	1,10
4	C	J2	550	Terre	Naturelle	2,50	1,50	1,10
5-a	J2	E	180	Terre	Naturelle	2,50	1,10	1,10
5-b	E	J3	228	Béton	Rectangulaire	2,50	1,10	1,10
6	D	J3	1254	Terre	Naturelle	1,50	1,50	1,10
7	J3	EXUTOIRE	359	Béton	Rectangulaire	2,00	1,10	1,50

### III.2. Modélisation et cartographie de l'inondation

La modélisation hydraulique vise à prédire numériquement l'évolution spatio-temporelle des caractéristiques hydrauliques au cours d'une crue qui consistent en débits, vitesses et hauteurs d'eau dans la plaine. Elle permet de déterminer l'extension géographique des zones inondables.

Les modèles reposent sur des lois mathématiques qui décrivent les écoulements permanents et non permanents à surface libre. Il existe plusieurs types de modèles tels que :

- Les modèles monodimensionnels (1D) ;
- Les modèles bidimensionnels (2D) ;
- Les modèles tridimensionnels (3D) .

#### A. Modèles 1D

Ces modèles sont les plus utilisés, ils sont choisis pour la simulation de longs tronçons. L'écoulement est supposé suffisamment rectiligne selon un axe privilégié (axe de la rivière) pour que chaque section soit sensiblement perpendiculaire à un axe dit axe de l'écoulement et soit définie par la connaissance de son abscisse. Dans un modèle 1D, le lit mineur et le lit majeur actif coulent en même temps mais il est possible de différencier les coefficients de rugosité des deux lits[Goudjil, 2009].

### B. Modèles 2D

Les modèles bidimensionnels sont libérés de l'hypothèse d'écoulement axial. Ils permettent de simuler à proximité d'ouvrage ou l'écoulement se fait dans plusieurs directions et tient compte finement des obstacles dans le lit majeur. Ce type de modèle nécessite une bonne connaissance de la topographie sous forme de MNT (Modèle Numérique de Terrain) et de connaître correctement les conditions aux limites. Le calage de ce type de modèle est également plus complexe, il est donc privilégié uniquement si le modèle 1D ne suffit pas [Goudjil, 2009].

### C. Modèles 3D

Pour rendre compte de la réelle complexité des phénomènes naturels, le recours aux modèles 3D s'avère inévitable. Dans ce cas, les équations de Navier Stokes sont résolues sans tenir compte de l'hypothèse de pression hydrostatique. Les modélisations tridimensionnelles sont beaucoup moins répandues que les précédentes à cause des capacités des moyens informatiques qui ont été longtemps insuffisants pour résoudre les équations en 3D. Actuellement, les développements technologiques de l'informatique et les efforts consentis pour palier à ce problème permettent d'aller au-delà de cette restriction même si les temps de calcul restent toujours importants. [Goudjil, 2009].

#### III.2.1. Les données nécessaires

Pour déterminer le type de données nécessaires à chaque étape de la modélisation, nous avons décrit la méthodologie en ordre inverse. On part de la cartographie des crues pour remonter au générateur de pluie et l'étude hydrologique. Les échanges de données sont résumés sur le schéma suivant [Kreis, 2004].

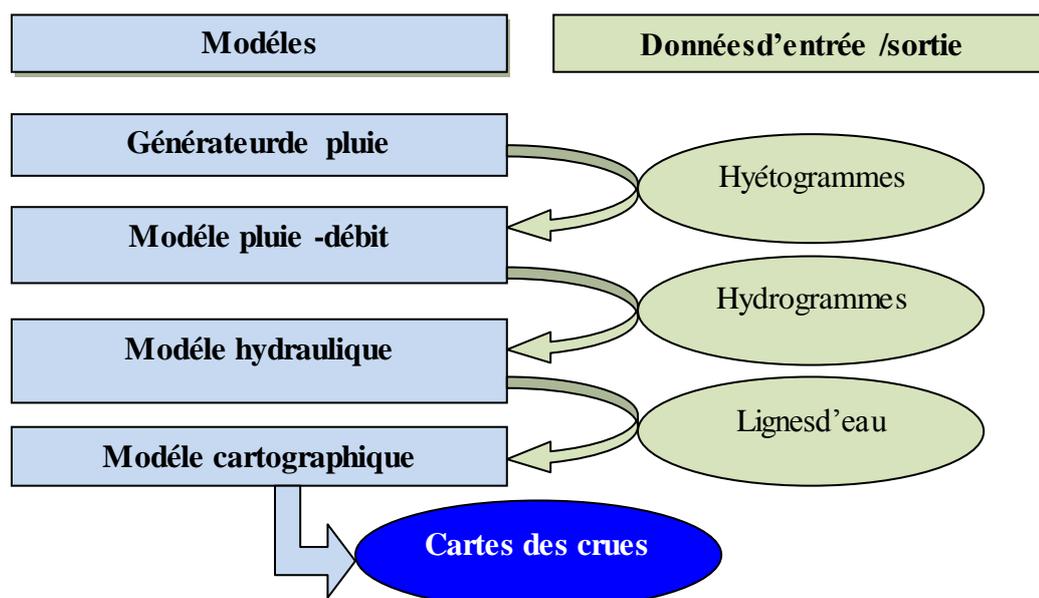


FIGURE III. 2: Echanges de données entre modèles

Pour établir les cartes d'inondation grâce à une modélisation hydraulique, un certain nombre de données sont nécessaires :

- Données topographiques (MNT) ;
- Données concernant les ouvrages (ponts, seuils, ...) ;
- Données géométriques ;
- Données hydrauliques et plus particulièrement les conditions aux limites (à l'amont et à l'aval).

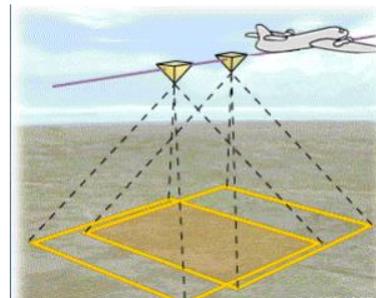
### III.2.1.1 Données topographiques : le Modèle Numérique de Terrain (ou MNT)

Un Modèle numérique de terrain (MNT) correspond à une représentation sous forme numérique du relief d'une zone géographique adaptée à une utilisation informatisée, notre modèle est obtenu par la stéréoscopie à partir de couple d'image aérien (photo grammétrie) de précision 0,6 m en altitude.

Le principe de base d'un couple stéréoscopique est la formation de 2 prises de vue en deux points différents qui sont :

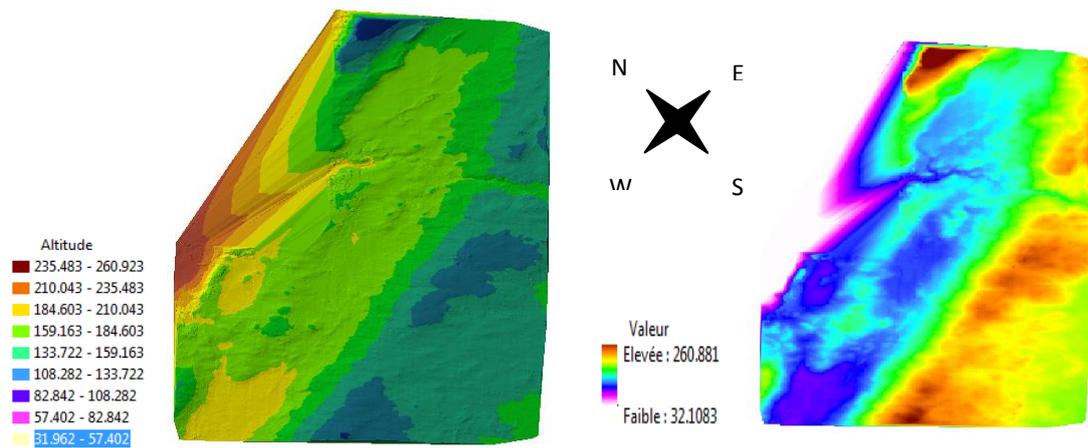
- Verticales ;
- Réalisées à la même distance ;
- Photos terrestres ou aérienne ;
- Missions aériennes par bandes de vol ;

60% de recouvrement latéral [Laure].

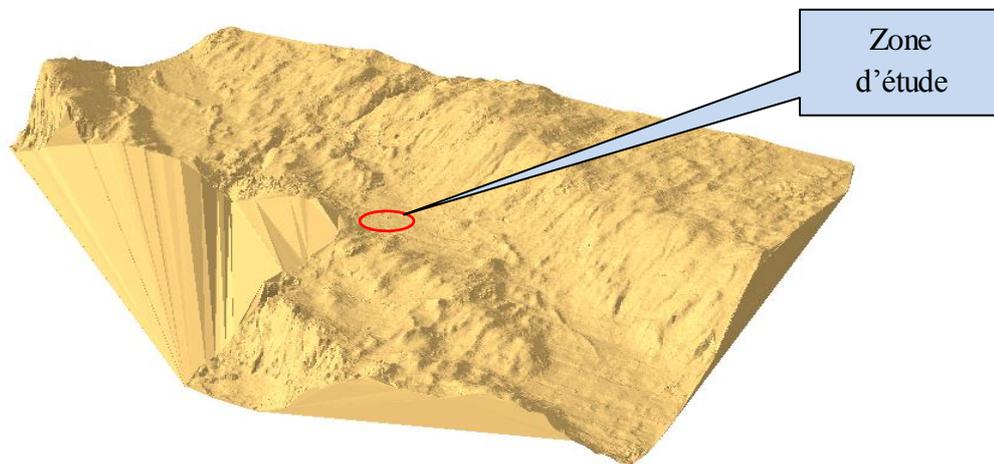


**FIGURE III. 3** :Couple stéréoscopique  
(source : centre canadien de télédétection (CCT))

Grace au logiciel Arc Gis, on a pu exploiter le MNT brut sous forme de point (xyz) à fin d'aboutir une représentation tridimensionnelle qui peut se faire à l'aide d'un maillage, où chaque altitude est positionnée au centre de chaque maille. Les schémas ci après montrent le MNT de notre zone d'étude en maillage carré régulier (MNT raster) et en maillage triangulaire irrégulier (MNT TIN :TriangularIrregular Network). D'autres maillages existent mais ces deux structures sont les plus utilisées.



**FIGURE III. 4** :A gauche : MNT TIN en plan. A droite : MNT raster



**FIGURE III. 5** :MNT en 3 dimensions

Ce modèle numérique de terrain nous a permis de :

- Reconstituer une vue en images de synthèse du terrain ;
- Déterminer une trajectoire de survol du terrain ;
- Calculer des surfaces ou des volumes ;
- Tracer des profils topographiques etc...

D'une manière générale de manipuler de façon quantitative le terrain étudié.

### III.2.1.2 Données concernant les ouvrages

Les données (cote, position, etc.) sont obtenues d'une part par l'analyse du MNT, et d'autre part par un relevé de terrain. Les tronçons des rivières étudiés ne présentent pas d'ouvrages particuliers à l'exception de quelques ouvrages hydrauliques.

### III.2.1.3 Données géométrique

Une partie des informations géométriques du réseau d'assainissement sont tirées directement à partir du SIG (longueur, cote...) exportées automatiquement vers le logiciel de calcul sur lequel sont saisies le reste d'informations manquantes à la simulation (jonction...).

### III.2.1.4 Données hydrauliques, conditions aux limites

Les paramètres les plus importants sont :

- Les coefficients de Manning dans les lits mineurs et majeurs. qui représente une caractéristique de la nature des parois. Elle varie d'un secteur à l'autre du lit en fonction de la nature physique du matériau et de sa granulométrie.

**Tableau III. 2:** Coefficient de Manning [HEC-RAS]

Nature des parois	Coefficient de Manning $n$ ( $s/m^{1/3}$ )
Béton lisse	0.011 à 0.013
Béton brut	0.013 à 0.016
Canal en terre, non enherbé	0.017
Canal en terre, enherbé	0.02
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	0.025 à 0.029
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	0.033
Rivière à berges étroites très végétalisées	0.067 à 0.1
Lit majeur en prairie	0.033 à 0.05
Lit majeur en taillis	0.067 à 0.1
Lit majeur urbanisé	0.067 à 0.1
Lit majeur en forêt	0.15

- Les débits en amont du système :

Nous avons utilisé les débits obtenus à partir d'étude hydrologique pour la période de retour de 20 ans, en introduisant les débits de pointes de projet pour la simulation

en régime permanent et les hydrogrammes des crues pour la simulation en régime transitoire.

- La condition limite à l'aval du modèle est la pente normale à la sortie des effluents.

### III.2.2. Présentation des logiciels utilisés

Le tableau suivant résume les modèles les plus couramment utilisés

**Tableau III. 3:**Logiciels de modélisation hydrodynamique [Geoferoy, 2007]

	Description	Equation	Nom du logiciel	Atouts	Limites
<b>Modélisations 1D dites Filaires</b>	Onde Cinématique	Barré Saint-Venant Simplifié (BSV 1D)	LISFLOOD-FP (Bates et De Roo 2000)	Permet d'utiliser des données topographiques précises	Equations simplifiées
	SCM (Single Channel Method)	Barré Saint-Venant (BSV1D)	Thalweg-Fluvia (CEMAGREF)		
	Modélisation 1D à casiers (pseudo 2D)	BSV 1D	LIDO (CETMEF)	Conçu pour les grandes plaines inondables	
	DCM (Divided Channel Method)	BSV 1D	HEC-RAS (USACE), Mike 11 (DHI)	Robustesse et fiabilité	Peu adapté aux reliefs complexes
	DCM + échange turbulent	BSV 1D	Mascaret (EDF), Mage5 (CEMAGREF)	Tient compte des échanges turbulents entre lits	
	EDM (Exchange Discharge Method)	BSV 1D	Axeriv (Université Louvain)	Tient compte des échanges turbulents et des transferts de masse entre lit	Peu diffusé, reste du domaine de la recherche
<b>Modélisations 2D</b>		BSV 2D	DECAMETRE Telemac 2D (LNH-EDF), Mike 21 (DHI), RUBAR (CEMAGREF)	Adapté aux reliefs et aux champs de vitesse complexes	Temps de calculs longs
<b>Modélisations 3D</b>		Navier-Stokes	Mike 3 (DHI)	Equations complètes	Temps de calculs très longs

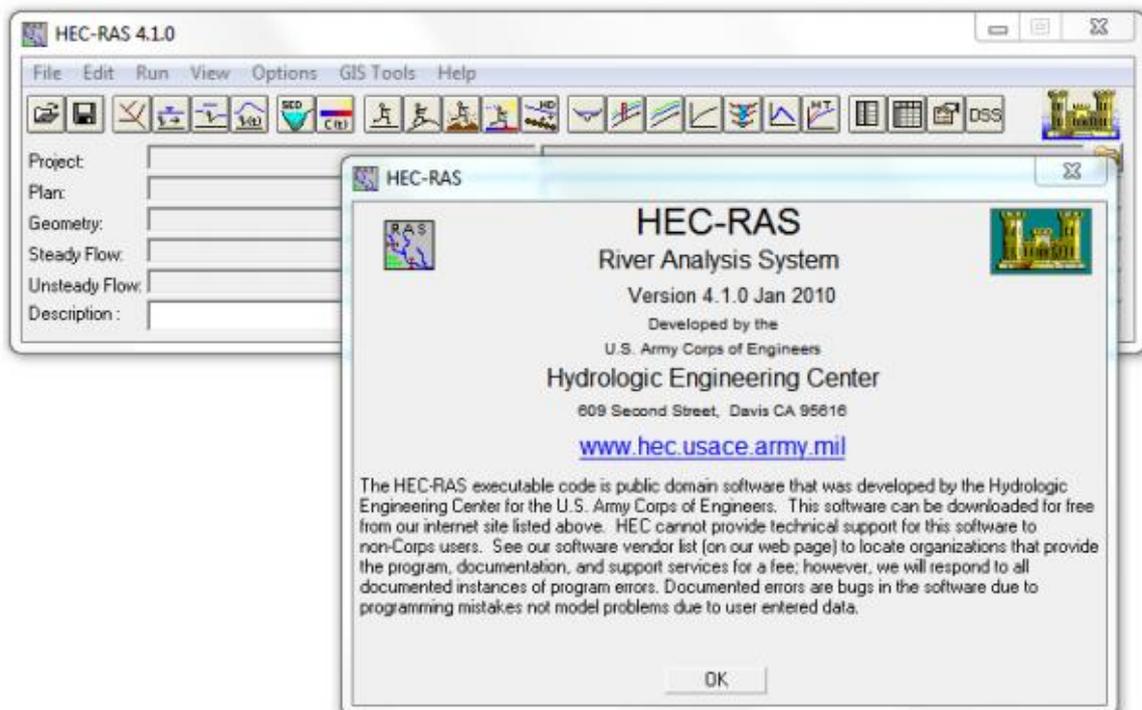
La comparaison effectuée par Horritt et Bates (2002) entre LISFLOOD-FP, HEC-RAS et Telemac 2D a mis en évidence les bons résultats du logiciel HEC-RAS, qui obtient des

résultats d'une précision comparable à ceux de Telemac 2D en ce qui concerne l'extension spatiale du champ d'inondation et la propagation de l'onde de crue. Cet article conforte le choix du logiciel HEC-RAS pour notre étude[Geoferoy, 2007].

### III .2.2.1 Logiciel HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) (*Figure III.6*)est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE (2010a et 2010b). Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations.

Il peut traiter des cas complexes[Yahyaoui, 2012].



**FIGURE III. 6** :Logiciel HEC-RAS de hydrologic engineering center[source HEC-RAS]

HEC-RAS résout les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non-permanent du calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Les résultats peuvent être visualisés de manières différentes :

Profils en travers, profils en long, vue en 3D, tableaux, courbes de variation spatiales et temporelles des caractéristiques de l'écoulement.

Pour les simulations en régime transitoire, on peut animer les différents graphiques pour visualiser l'évolution des paramètres au fil du temps.

D'un point de vue technique, les simulations en régime transitoire se font par la résolution des équations 1D de Saint-Venant[Kreis, 2004] :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial(\phi Q)}{\partial X_{\min}} + \frac{\partial[(1-\phi)Q]}{\partial X_{maj}} = 0 \quad (\text{III-1})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X_{\min}} \left( \frac{\phi^2 Q^2}{S_{\min}} \right) + \frac{\partial}{\partial X_{maj}} \left( \frac{(1-\phi)^2 Q^2}{S_{maj}} \right) + gS_{\min} \left( \frac{\partial Z}{\partial X_{\min}} + J_{\min} \right) + gS_{maj} \left( \frac{\partial Z}{\partial X_{maj}} + J_{maj} \right) = 0 \quad (\text{III-2})$$

$$\phi = \frac{K_{\min}}{K_{\min} + K_{maj}} \quad (\text{III.3})$$

$$K = \frac{S^{5/3}}{nP^{2/3}} \quad (\text{III.4})$$

$$J_{\min} = \frac{\phi^2 Q^2 n_{\min}^2}{R_{\min}^{4/3} S_{\min}^2} \quad (\text{III.5})$$

$$J_{maj} = \frac{(1-\phi)^2 Q^2 n_{maj}^2}{R_{maj}^{4/3} S_{maj}^2} \quad (\text{III.6})$$

Les variables utilisées sont les suivantes :

Q, Q min, Q maj : débit total, lit mineur, lit majeur

S, S min, S maj : section mouillée totale, lit mineur, lit majeur

x min, x maj : distances lit mineur, lit majeur (pour tenir compte de la sinuosité)

P : périmètre mouillé et R : rayon hydraulique (S/P)

n : rugosité de Manning

j : perte de charge linéaire

φ : répartition des débits entre lit mineur et lit majeur

K min, K maj : débectance du lit mineur, lit majeur

Les équations sont discrétisées par la méthode des différences finies et la résolution se fait par une méthode implicite.

### III.2.2.2 Couplage HEC-RAS et Arc GIS

Les ingénieurs de l'Hydrologic Engineering Center ont développé avec ESRI une extension d'Arc GIS qui permet d'échanger des données entre un modèle numérique de terrain (MNT) et le logiciel HEC-RAS. Cette extension s'appelle HEC-GeoRas.

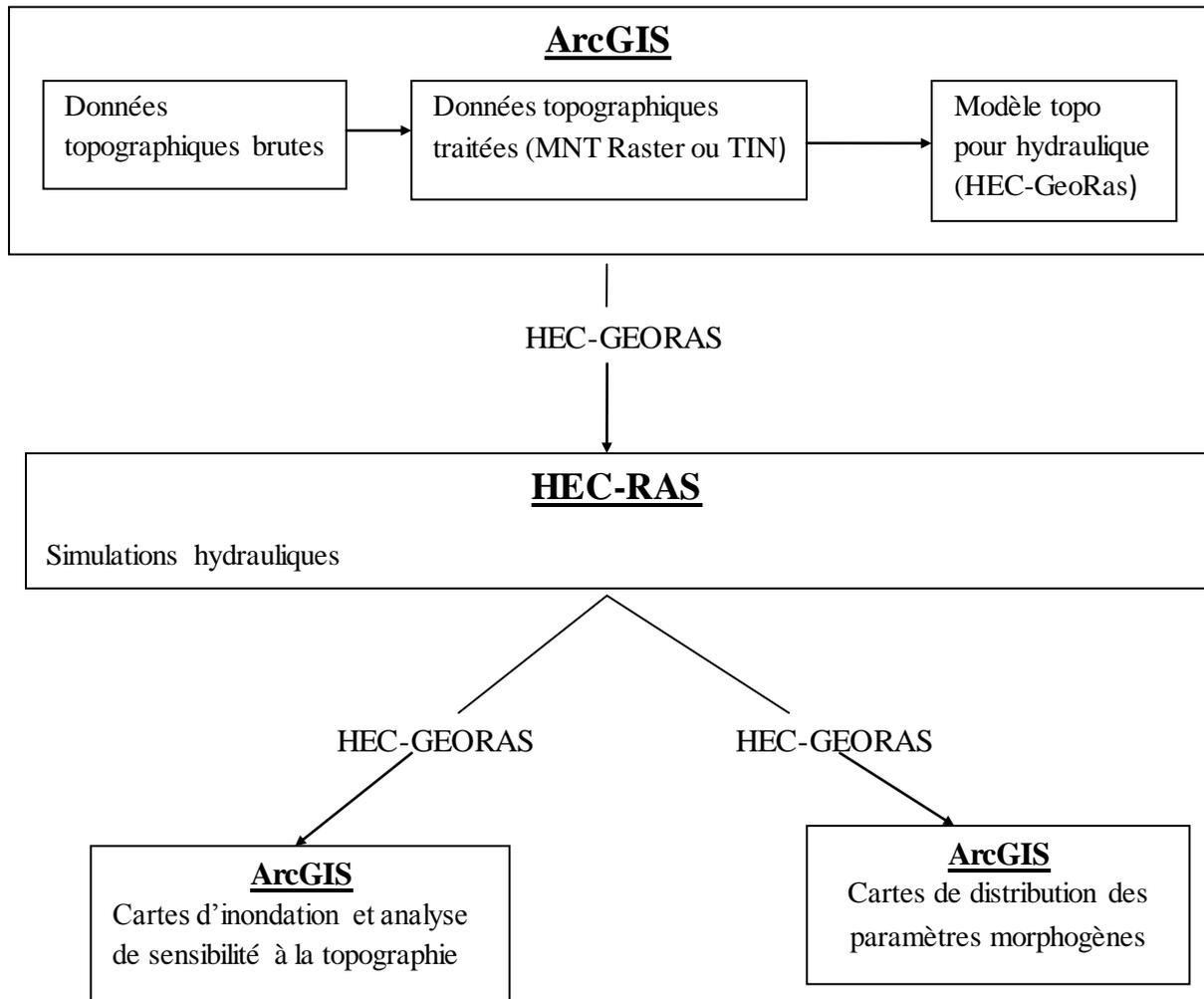
Le couplage d'un modèle hydraulique monodimensionnel et d'un SIG permet de disposer d'un outil précis et performant pour cartographier l'aléa à grande échelle. La modélisation hydraulique nécessite une information topographique abondante et de grande qualité. [Maidment, 2000].

La création de cartes d'inondations se déroule donc en trois phases principales :

- Création de la géométrie de la rivière sous Arc GIS,
- Export de ces informations vers HEC-RAS et précisions des données hydrauliques pour mettre en place le modèle.
- Lancement du modèle et obtention de résultats, ces résultats sont exportés vers Arc GIS afin d'apporter un aspect visuel au projet en obtenant les cartes d'inondation.

L'organigramme suivant (*Figure III. 7*) décrit la chaîne logicielle utilisée.

Ici apparaissent les deux logiciels clés : Arc GIS pour la partie SIG (Système d'Information Géographique) et HEC-RAS pour la partie hydraulique. Le lien entre les deux étant effectué par l'interface HEC-GeoRAS, ce dernier permet d'automatiser les phases d'exportation - importation entre les deux logiciels précédents[Geoferoy, 2007].

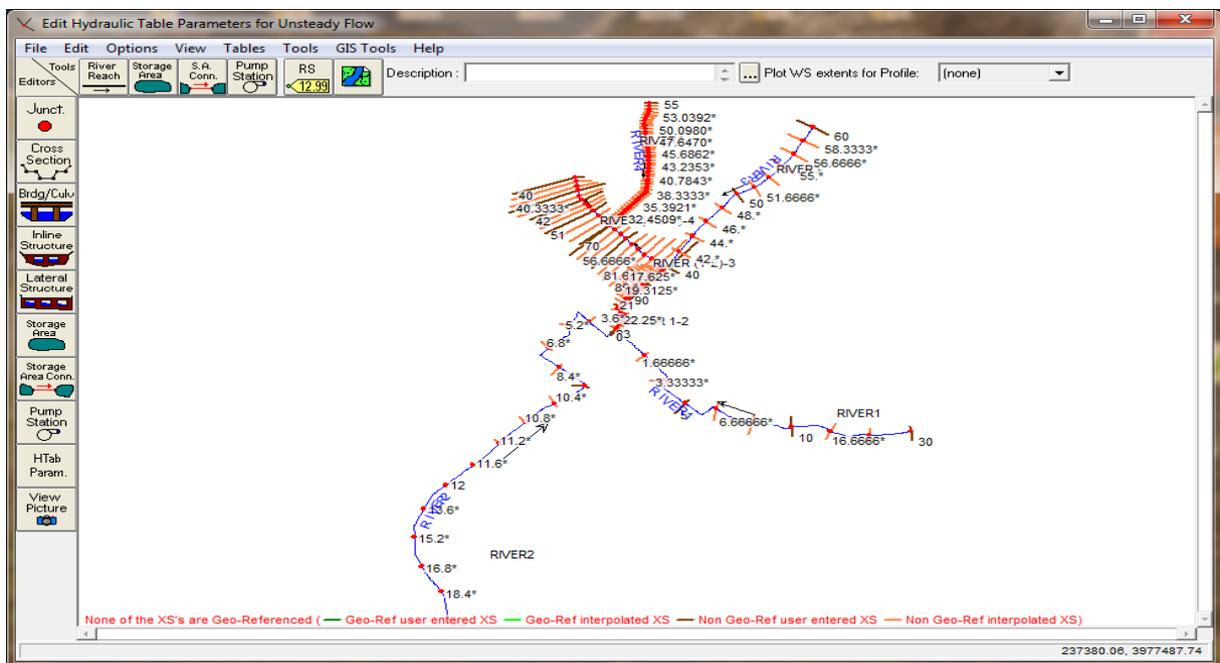
**FIGURE III. 7:** Chaîne de logicielle

### III.2.3 Modélisation de réseau existant sous HEC-RAS

Nous avons donc entrepris un travail sur le logiciel HEC-Ras. La première étape effectuée a été de créer un projet autour duquel s'organisent les éléments essentiels à la modélisation. Celui-ci est construit autour d'un fichier de géométrie (.g01). Dans ce fichier, nous importons sous forme de fichier texte les coordonnées de la rivière en deux dimensions (x,y), puis les profils en travers.

#### III.2.3.1 Géométrie de réseau

On importe les données géométriques de Arc GIS vers HEC -RAS nous obtenant le schéma ci après :



**FIGURE III. 8:** Données géométriques importées sur HEC-RAS

Il est maintenant nécessaire d'introduire les coefficients de Manning pour chaque rivière (HEC-RAS divise la section mouillée en trois sous-sections majeure gauche, mineure centrale et majeure droite).

### III.2.3.2 données hydrauliques

On exploite les débits issus de l'analyse fréquentielle vingtennale de la partie hydrologique selon la simulation en régime non permanente (Introduction des hydrogrammes de crues a l'amont de chaque bassin versant).

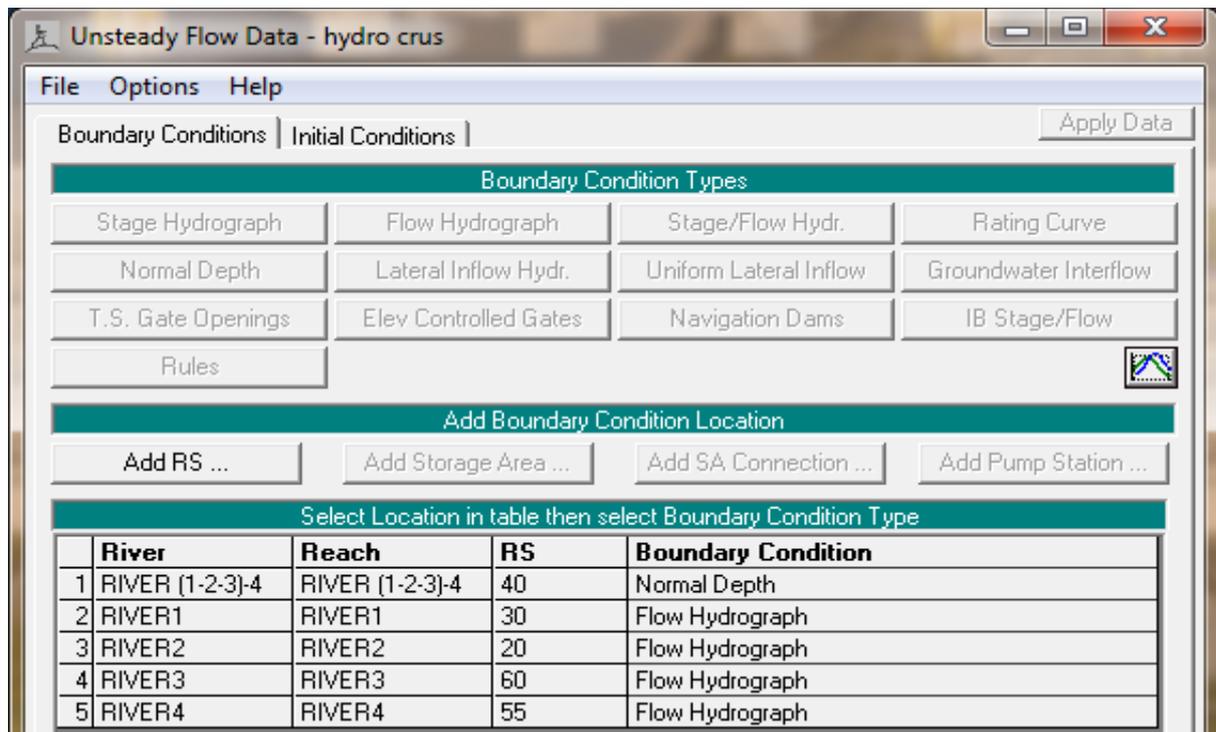


FIGURE III. 9 :Introduction des hydrogrammes de crus

### III.2.4 Exploitation des résultats de modélisation

A partir des hypothèses retenues et des données sur le réseau, une simulation en régime transitoire a été effectuée. Les résultats donnent des profils en long et en travers pour les lignes d'eau correspondant à une crue vingtennal pour chaque canal dénommé tronçon dans les figures résultant de la modélisation (v. pages suivantes).

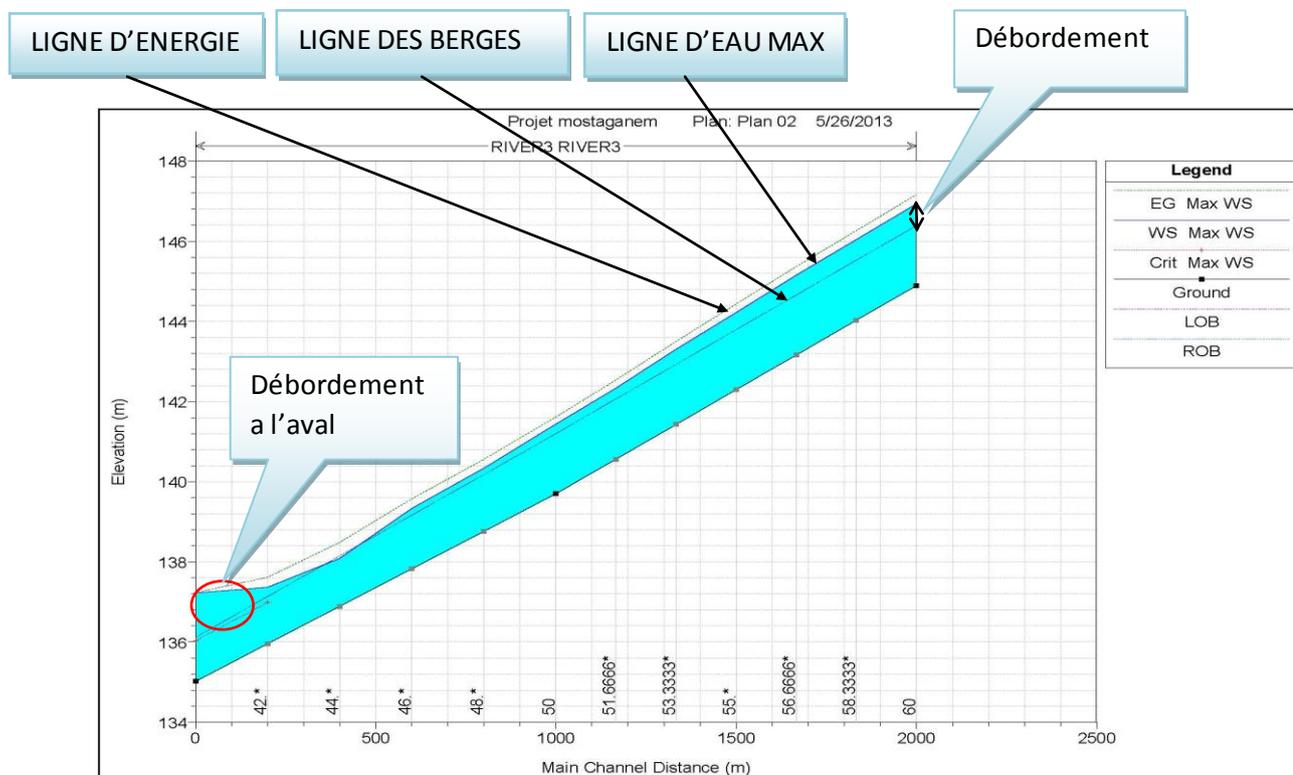
**Tableau III. 4:** Résultats de simulation

Tronçon	Du Nœud	Au Nœud	Vitesse (m/s)	Q (m3/s)	Pente
1	A	J1	1.5	3.23	0.0817
2	B	J1	1.38	6.01	0.0004
3	J1	J2	1.22	11.2	0.005
4	C	J2	2.12	8.5	0.008
5-a	J2	E	2.13	16.99	0.0003
5-b	E	J3	0.6	19.72	0.0004
	D	J3	0.7	3.61	0.002
7	J3	Exutoire	0.72	20.17	0.0002

Il est important de noter que les conditions d'écoulement dans le réseau varient suivant la nature et la topographie des canaux et conduites composants ces derniers. En général, lorsque la pente s'accroît, les sections diminuent et les vitesses augmentent.

Le profil en long et piézométrique montrent l'information suivantes (figure III.10) :

- Le profil de notre terrain qui nous donne l'information sur la pente
- Les zones de débordements tout au long des tronçons ou il faut agir et éviter ces débordement en augmentant les sections en travers.



**FIGURE III. 10 :** Profil en long et piézométrique du Tronçon 3

Les profils en travers ne donnent pas seulement l'information de la hauteur d'eau au niveau de lit mineur (section rectangulaire figure III.11) mais aussi les limites et les hauteurs de la lame déversant dans chaque point de lit majeur au niveau de la section transversal perpendiculaire à l'axe d'écoulement.

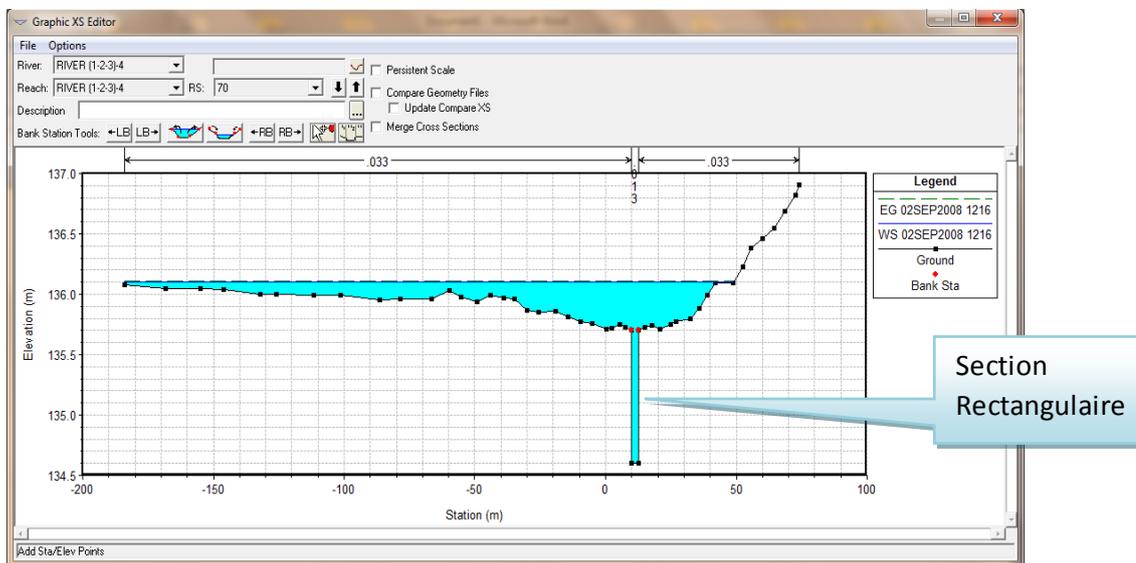


FIGURE III. 11 : Profil en travers

### Interprétation des résultats de simulation:

On peut diviser les tronçons en deux catégories :

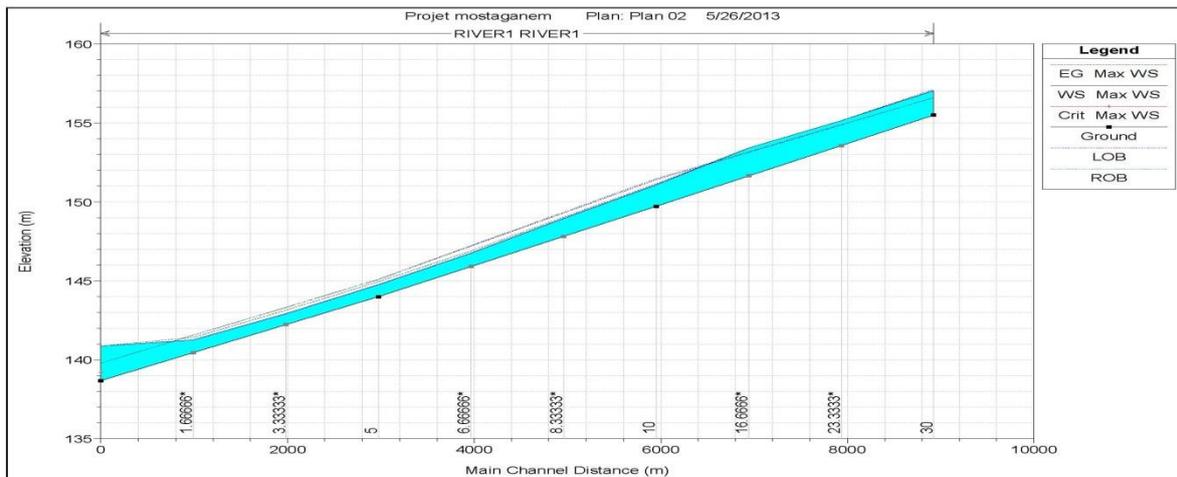
En premier lieu, dans chacun des tronçons 1, 4, et 6 la quantité d'eau transitée correspond à celle qui vient d'un seul bassin versant et la pente est plus importante comparant aux autres tronçons ( $0,002 < \text{Pente} < 0,08$ ).

En deuxième lieu, les autres tronçons se situent dans des zones où se rejoignent les apports d'eau des bassins versant (zone d'accumulation des eaux) ce qui donne des débits plus importants. On remarque aussi que le terrain est presque plat ( $0,0002 < \text{pente} < 0,005$ ) ce qui rend la tâche plus difficile pour acheminer l'eau vers l'exutoire.

Les résultats tabulés sur HEC- RAS montrent que le nombre de Froude est inférieur à '1' ce qui veut dire l'écoulement de l'eau est fluviale à travers tout le réseau, cela convient vraiment à la topographie de terrain de faible pente.

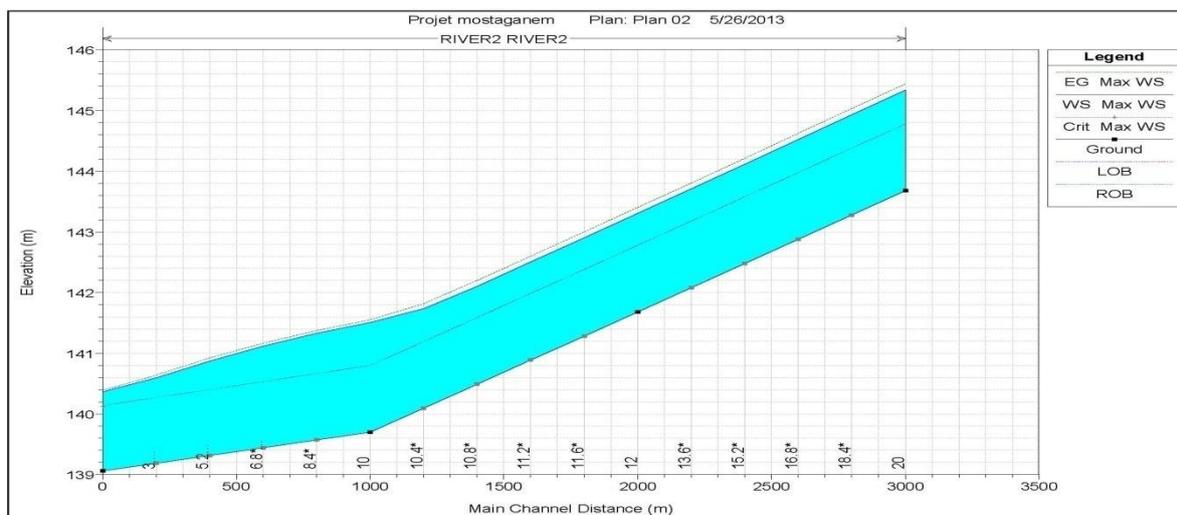
La lame débordée dans la première catégorie tourne autour de 1m par contre dans la seconde est environ 2m ce qui veut dire il n'y a aucun tronçon qui peut évacuer la crue de projet. Les schémas suivants confirment que le réseau existant ne répond pas.

La lame d'eau débordante se situ entre la section ('0' et '1666\*') et entre ('10' et '30') elle peut atteindre 1,5m(*figure III.12*).



**FIGURE III. 12:** Profil en long et piézométrique du tronçon 1

Il y a débordement tout le long de canal avec une hauteur 0,5m d'eau (*figure III.13*).



**FIGURE III. 13:** Profil en long et piézométrique du tronçon 2

Il y a débordement d'environ 1,4m qui se situe entre les sections (0 à 16,5 et 21 à 23) et d'environ 1 m entre la section (15,5 et 21)(figure III.14).

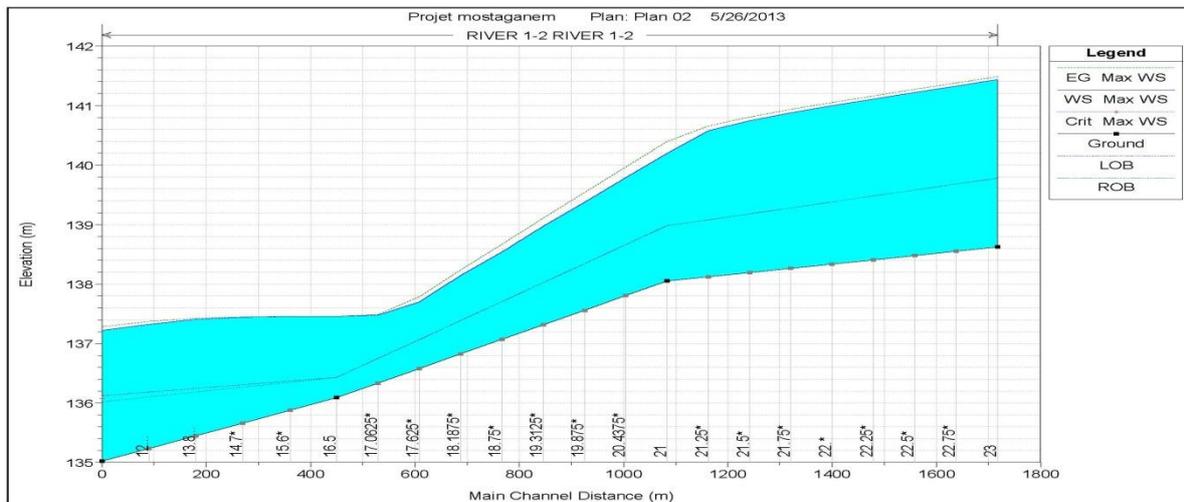


FIGURE III. 14: Profil en long et piézométrique du tronçon 3

La hauteur d'eau atteindra 1,7 m dans la section '90' elle diminue progressivement jusqu'à 0,8m dans la section '0'(figure III.15).

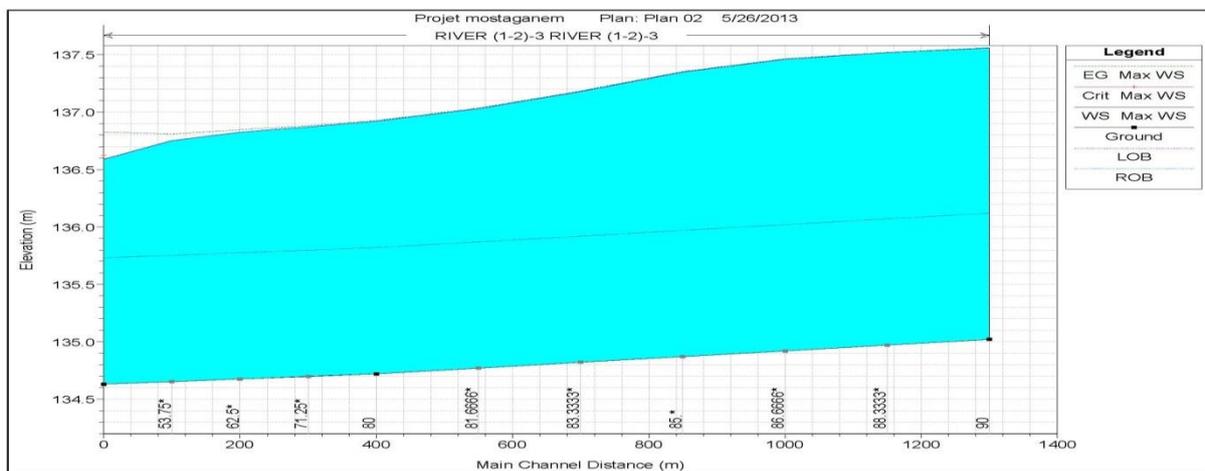


FIGURE III.15: Profil en long et piézométrique du tronçon 5

La hauteur d'eau est stable tourne autour de 1,5m au niveau du tronçon 6 (figure III.16).

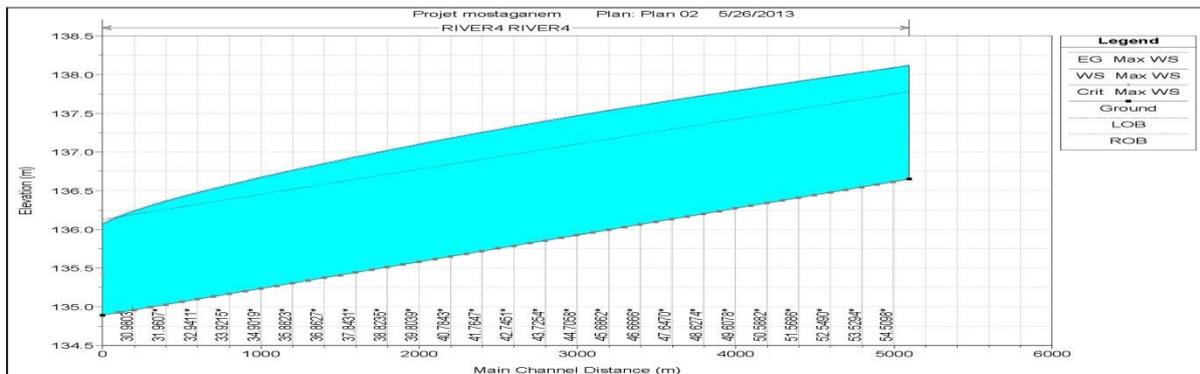


FIGURE III. 16: Profil en long et piézométrique du tronçon 6

La hauteur d'eau qui débord est d'environ 1,6mau niveau du tronçon 7(figure III.17).

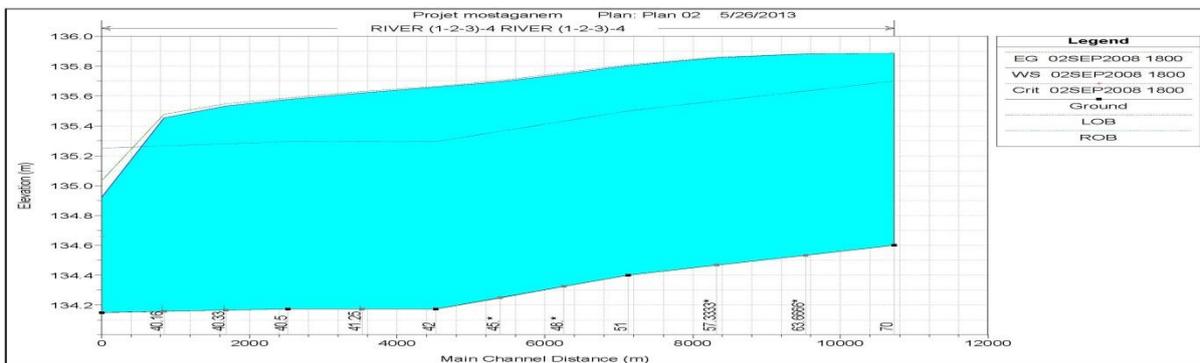
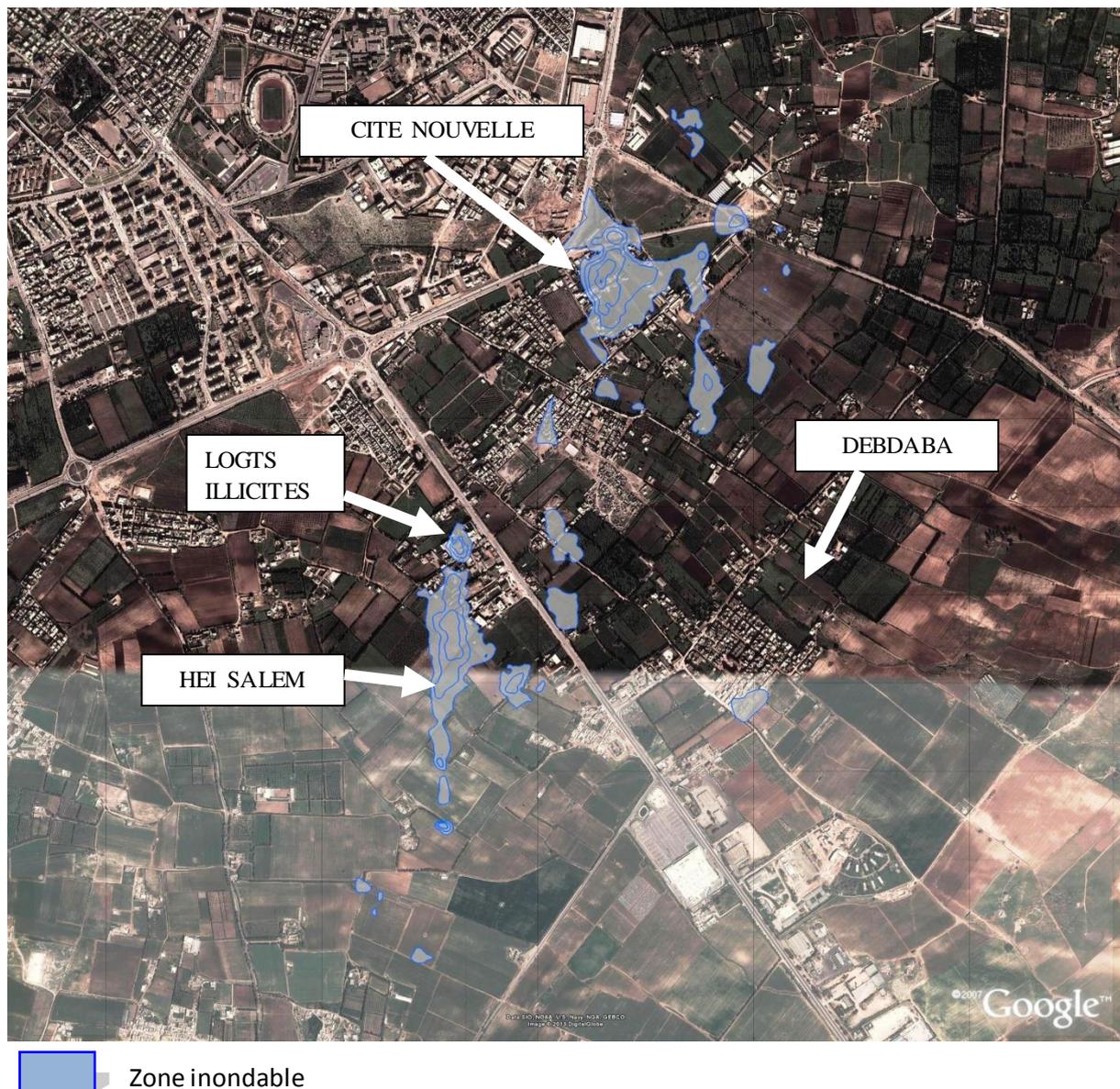


FIGURE III. 17: Profil en long et piézométrique du tronçon 7

### III.2.5 Création de la carte d'inondation

La carte est un outil privilégié pour représenter un phénomène qui varie dans l'espace. C'est aussi le support qui permet le mieux de comparer l'inondation et les enjeux menacés.

La visualisation des résultats sont beaucoup plus efficaces après l'exportation des résultats de simulation de HEC- RAS vers Google earth, afin de montrer géographiquement les plans d'eau formés par le débordement des eaux dans les canaux existants.



**FIGURE III. 18** :Délimitations des zones inondables sur un fond d'image Googleearth

### **Conclusion :**

Cette étude hydraulique a mis en évidence les zones les plus exposées aux inondations représenté sur la carte d'inondation (le fond Google).A partir de cette carte, on peut élaborer un plan de prévention et de détecter les zones à risque majeur.

La simulation en régime transitoire nous a donné le comportement de notre réseau, et les détails très importants tel que la hauteur d'eau, le type d'écoulement, la vitesse de ruissellement...etc. Ces informations sont assez suffisantes pour proposer l'aménagement optimal à ce problème.

## Chapitre IV :Etude des variantes

### Introduction

La vallée des jardins étant une dépression naturelle, elle collecte l'ensemble des eaux de ruissellements d'un bassin versant dont la surface totale approche les 17km<sup>2</sup>, de ce fait elle est naturellement marécageuse et inondable.

Cette dépression endoréique située au Sud de Mostaganem, elle ne possède aucun exutoire naturel débouchant sur la mer toute proche.

Suite aux inondations de l'oued Ain Sefra de 1927, cette zone à été drainée par une galerie ovoïde qui rejoint l'oued suscité. La capacité de cette galerie est limitée à un débit à pleine section de 0,86 m<sup>3</sup>/s.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer d'une façon rationnelle la variante la plus adaptée au projet, non seulement du point de vue économique mais aussi du point de vue technique.

Autrement dit, déterminer le type de l'ouvrage le plus avantageux, adapté au site et capable de satisfaire au mieux toutes les exigences et conditions imposées par le site et son environnement.

L'aménagement hydraulique proposé dans ce chapitre repose essentiellement sur la simulation de réseau existant et la carte des inondations (chapitre III) qui nous serve comme un point de départ pour pouvoir dimensionner les ouvrages.

### IV.1. Proposition d'aménagements

#### IV.1.1. Calcul hydraulique

La méthode de calcul adoptée pour le dimensionnement hydraulique du tunnel et des canaux constituant le réseau de drainage projeté est présenté ci-dessous. Les résultats de calcul sont rapportés dans le tableau en pages suivantes.

Les canaux à écoulements gravitaires sont dimensionnés avec des sections suffisantes pour faire transiter le débit de crue.

Le tunnel véhicule les eaux pluviales. Les sections et pentes sont calculées pour assurer une vitesse d'effluents suffisamment élevée pour assurer l'auto-curage, et éviter ainsi les dépôts solides et la stagnation des sédiments.

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

$$Q = V.S \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

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

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{IV.2})$$

Le diamètre théorique est calculé par la formule :

$$D_{th} = \left( \frac{4^{5/8} Q_t}{\Pi K_s \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (\text{IV.3})$$

Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87 R_h}{\eta + \sqrt{R_h}} \quad (\text{IV.4})$$

$\eta$  : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

Pour les collecteurs en béton armé en prenant  $\eta = 0,012$

La vitesse à pleine section et le débit à pleine section sont donnés par les formules suivantes :

$$V_{PS} = \frac{K_s \sqrt{I} (D_C)^{2/3}}{4^{2/3}} \quad (\text{IV.5})$$

$$Q_{PS} = V_{PS} * S \quad (\text{IV.6})$$

Ensuite on calcule les rapports :

$$\text{Rapport des débits : } R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} \quad (\text{IV.7})$$

$$\text{Rapport des vitesses : } R_V = \frac{V}{V_{PS}} \quad (\text{IV.8})$$

$$\text{Hauteur de remplissage : } r_h = \frac{h}{D} \quad (\text{IV.9})$$

Où :

K : coefficient de rugosité de l'ouvrage ;

R<sub>h</sub>: Rayon hydraulique = S/P (m);

P : périmètre mouillée (m) ;

S : section mouillée (m<sup>2</sup>) ;

I : pente (m/m) ;

r<sub>h</sub> : Hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;

Q<sub>ps</sub> : Débit de pleine section (m<sup>3</sup>/s) ;

V<sub>ps</sub> : Vitesse à pleine section (m/s) ;

D<sub>c</sub> : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons élaboré une macro sur Excel 2007, qui a pour objet de faciliter la tâche de dimensionnement.

#### **IV.1.2. Etude des variantes**

Trois variantes d'aménagement sont étudiées, à savoir:

- Variante 1: Bassins d'orage;
- Variante 2: Bassins de rétention avec débits de fuite vers la galerie projetée;
- Variante 3: Galerie seule.

##### **IV.1.2.1. Variante 1: Bassin d'orage**

Cette variante consiste à stocker toutes les eaux de la crue dans des bassins d'orage qui seront dimensionnés en fonction des débits de crues fournis par l'hydrologie.

La fréquence étudiée est la vingtennale.

Au vu des contraintes liées à la topographie du site ainsi qu'à la répartition spatiale des bassins versants, il sera judicieux d'implanter un bassin d'orage au niveau de chaque bassin versant en amont des constructions.

Nous donnons ci-après le tableau des capacités des bassins d'orage.

**Tableau IV. 1** :Volume du bassin d'orage BV1 en fréquence vingtennale

<b>Temps</b>	<b>Temps cumulé</b>	<b>Qt</b>	<b>Vt</b>	<b>Volume cumulé</b>	<b>volume de fuite</b>	<b>Différence</b>
(min)	(min)	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
1.88	1.88	0.19	21.432	21.432	28.2	0
15	16.88	0.24	216	237.432	253.2	0
15	31.88	0.86	774	1011.432	478.2	533.232
15	46.88	1.87	1683	2694.432	703.2	1991.232
15	61.88	3.25	2925	5619.432	928.2	4691.232
15	76.88	5.02	4518	10137.432	1153.2	8984.232
15	91.88	3.69	3321	13458.432	1378.2	12080.232
15	106.88	2.62	2358	15816.432	1603.2	14213.232
15	121.88	1.78	1602	17418.432	1828.2	15590.232
15	136.88	1.14	1026	18444.432	2053.2	16391.232
15	151.88	0.68	612	19056.432	2278.2	16778.232
15	166.88	0.36	324	19380.432	2503.2	16877.232
15	181.88	0.16	144	19524.432	2728.2	16796.232
15	196.88	0.05	45	19569.432	2953.2	16616.232
15	211.88	0.01	9	19578.432	3178.2	16400.232
15	226.88	0	0	19578.432	3403.2	16175.232
					<b>Max</b>	<b>16175.232</b>

Tableau IV. 2: Volume du bassin d'orage BV2 en fréquence vingtennale

Temps	Temps cumulé	Qt	Vt	Volume cumulé	volume de fuite	Différence
(min)	(min)	m3/s	m3	m3	m3	m3
0	0	0.01	0	0	0	0
6.9	6.9	0.01	4.14	4.14	103.5	0
15	21.9	0.01	9	4.14	328.5	0
15	36.9	0.06	54	58.14	553.5	0
15	51.9	0.24	216	274.14	778.5	0
15	66.9	0.54	486	760.14	1003.5	0
15	81.9	0.96	864	1624.14	1228.5	395.64
15	96.9	1.50	1350	2974.14	1453.5	1520.64
15	111.9	2.16	1944	4918.14	1678.5	3239.64
15	126.9	2.94	2646	7564.14	1903.5	5660.64
15	141.9	3.84	3456	11020.14	2128.5	8891.64
15	156.9	4.86	4374	15394.14	2353.5	13040.64
15	171.9	6.01	5409	20803.14	2578.5	18224.64
15	186.9	5.15	4635	25438.14	2803.5	22634.64
15	201.9	4.38	3942	29380.14	3028.5	26351.64
15	216.9	3.69	3321	32701.14	3253.5	29447.64
15	231.9	3.07	2763	35464.14	3478.5	31985.64
15	246.9	2.53	2277	37741.14	3703.5	34037.64
15	261.9	2.06	1854	39595.14	3928.5	35666.64
15	276.9	1.65	1485	41080.14	4153.5	36926.64
15	291.9	1.30	1170	42250.14	4378.5	37871.64
15	306.9	1.00	900	43150.14	4603.5	38546.64
15	321.9	0.75	675	43825.14	4828.5	38996.64
15	336.9	0.55	495	44320.14	5053.5	39266.64
15	351.9	0.38	342	44662.14	5278.5	39383.64
15	366.9	0.26	234	44896.14	5503.5	39392.64
15	381.9	0.16	144	45040.14	5728.5	39311.64
15	396.9	0.09	81	45121.14	5953.5	39167.64
15	411.9	0.05	45	45166.14	6178.5	38987.64
15	426.9	0.02	18	45184.14	6403.5	38780.64
15	441.9	0.01	9	45193.14	6628.5	38564.64
15	456.9	0.01	9	45193.14	6853.5	38339.64
15	471.9	0.01	9	45193.14	7078.5	38114.64
15	486.9	0.01	9	45193.14	7303.5	37889.64
16	502.9	0.01	9.6	45202.74	7543.5	37659.24
13	515.9	0.02	15.6	45218.34	7738.5	37479.84
					<b>Max</b>	<b>37479.84</b>

Tableau IV. 3: Volume du bassin d'orage BV3 en fréquence vingtennale

Temps	Temps cumulé	Qt	Vt	Volume cumulé	volume de fuite	Différence
(min)	(min)	m3/s	m3	m3	m3	m3
1.1	1.1	0.11	7.26	7.26	16.5	0
15	16.1	0.12	108	115.26	241.5	0
15	31.1	0.45	405	520.26	466.5	53.76
15	46.1	1.00	900	1420.26	691.5	728.76
15	61.1	1.75	1575	2995.26	916.5	2078.76
15	76.1	2.72	2448	5443.26	1141.5	4301.76
15	91.1	3.9	3510	8953.26	1366.5	7586.76
15	106.1	5.29	4761	13714.26	1591.5	12122.76
15	121.1	6.89	6201	19915.26	1816.5	18098.76
15	136.1	8.7	7830	27745.26	2041.5	25703.76
15	151.1	7.34	6606	34351.26	2266.5	32084.76
15	166.1	6.13	5517	39868.26	2491.5	37376.76
15	181.1	5.06	4554	44422.26	2716.5	41705.76
15	196.1	4.12	3708	48130.26	2941.5	45188.76
15	211.1	3.31	2979	51109.26	3166.5	47942.76
15	226.1	2.61	2349	53458.26	3391.5	50066.76
15	241.1	2.02	1818	55276.26	3616.5	51659.76
15	256.1	1.52	1368	56644.26	3841.5	52802.76
15	271.1	1.11	999	57643.26	4066.5	53576.76
15	286.1	0.79	711	58354.26	4291.5	54062.76
15	301.1	0.53	477	58831.26	4516.5	54314.76
15	316.1	0.34	306	59137.26	4741.5	54395.76
15	331.1	0.20	180	59317.26	4966.5	54350.76
15	346.1	0.10	90	59407.26	5191.5	54215.76
15	361.1	0.05	45	59452.26	5416.5	54035.76
15	376.1	0.01	9	59461.26	5641.5	53819.76
15	391.1	0	0	59461.26	5866.5	53594.76
					<b>Max</b>	<b>53594.76</b>

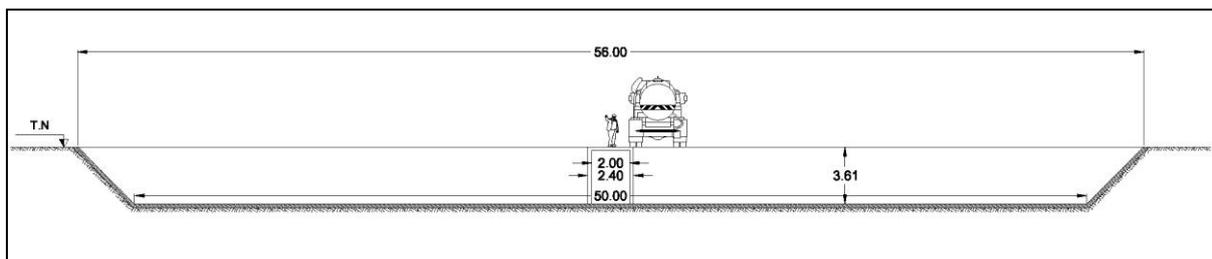
**Tableau IV. 4:** Volume du bassin d'orage BV4 en fréquence vingtennale

Temps	Temps cumulé	Qt	Vt	Volume cumulé	volume de fuite	Différence
(min)	(min)	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
11.63	11.63	0.06	41.868	41.868	174.45	0
15	26.63	0.20	180	221.868	399.45	0
15	41.63	0.49	441	662.868	624.45	38.418
15	56.63	0.91	819	1481.868	849.45	632.418
15	71.63	1.45	1305	2786.868	1074.45	1712.418
15	86.63	2.12	1908	4694.868	1299.45	3395.418
15	101.63	2.92	2628	7322.868	1524.45	5798.418
15	116.63	3.85	3465	10787.868	1749.45	9038.418
15	131.63	3.15	2835	13622.868	1974.45	11648.418
15	146.63	2.55	2295	15917.868	2199.45	13718.418
15	161.63	2.02	1818	17735.868	2424.45	15311.418
15	176.63	1.58	1422	19157.868	2649.45	16508.418
15	191.63	1.20	1080	20237.868	2874.45	17363.418
15	206.63	0.89	801	21038.868	3099.45	17939.418
15	221.63	0.64	576	21614.868	3324.45	18290.418
15	236.63	0.44	396	22010.868	3549.45	18461.418
15	251.63	0.29	261	22271.868	3774.45	18497.418
15	266.63	0.17	153	22424.868	3999.45	18425.418
15	281.63	0.10	90	22514.868	4224.45	18290.418
15	296.63	0.05	45	22559.868	4449.45	18110.418
15	311.63	0.02	18	22577.868	4674.45	17903.418
15	326.63	0	0	22577.868	4899.45	17678.418
					<b>Max</b>	<b>17678.418</b>

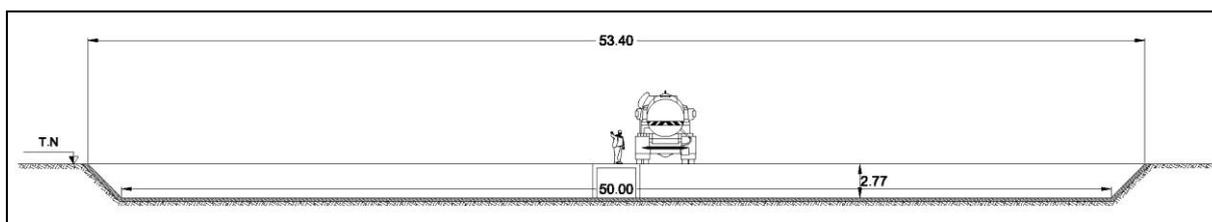
Les résultats des volumes des bassins d'orage de fréquence vingtennale sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 5:** Récapitulatif des volumes des bassins d'orage fréquence vingtennale

Bassin d'orage	Crue vingtennale (m <sup>3</sup> )	Les capacités adoptées (m <sup>3</sup> )
<b>BV1</b>	16175.232	Un bassin de 15000
<b>BV2</b>	37479.84	Deux bassins de 20000
<b>BV3</b>	53594.76	Deux bassins de 15000 Un bassin de 20000
<b>BV4</b>	17678.418	Un bassin de 20000



**FIGURE IV. 1:** Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 20000 m<sup>3</sup>



**FIGURE IV. 2:** Coupe type d'un bassin d'orage de capacité 15000 m<sup>3</sup>

Le bassin d'orage n'est qu'un maillon dans l'ensemble des équipements d'assainissement. Sa réalisation peut être décidée lors de la mise en œuvre de réseaux neufs, mais il est de plus en plus envisagé pour l'amélioration de réseaux existants.

Les bassins d'orage apparaissent aujourd'hui comme un outil de premier intérêt pour améliorer le fonctionnement des systèmes d'assainissement et protection hydraulique contre les inondations.

Les avantages et les inconvénients des bassins d'orages peuvent être définis comme suit:

❖ **Avantage:**

- ✓ Bonne intégration paysagère possible.
- ✓ Réduction des débits de pointe à l'exutoire.
- ✓ Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- ✓ Alimentation des nappes aquifères.
- ✓ Possibilité de réutiliser les eaux de pluie.

❖ **Inconvénients :**

- ✓ Les bassins de d'orage occupent une grande surface du sol.
- ✓ La fréquence d'entretien varie selon le type de bassin, sa capacité et la qualité des eaux pluviales retenues.
- ✓ Dépôts de boues de décantation qu'il faudrait évacuer lorsque leurs quantités induit une modification du volume utile de rétention .
- ✓ Durée de vie limitée (10 à 15 ans).

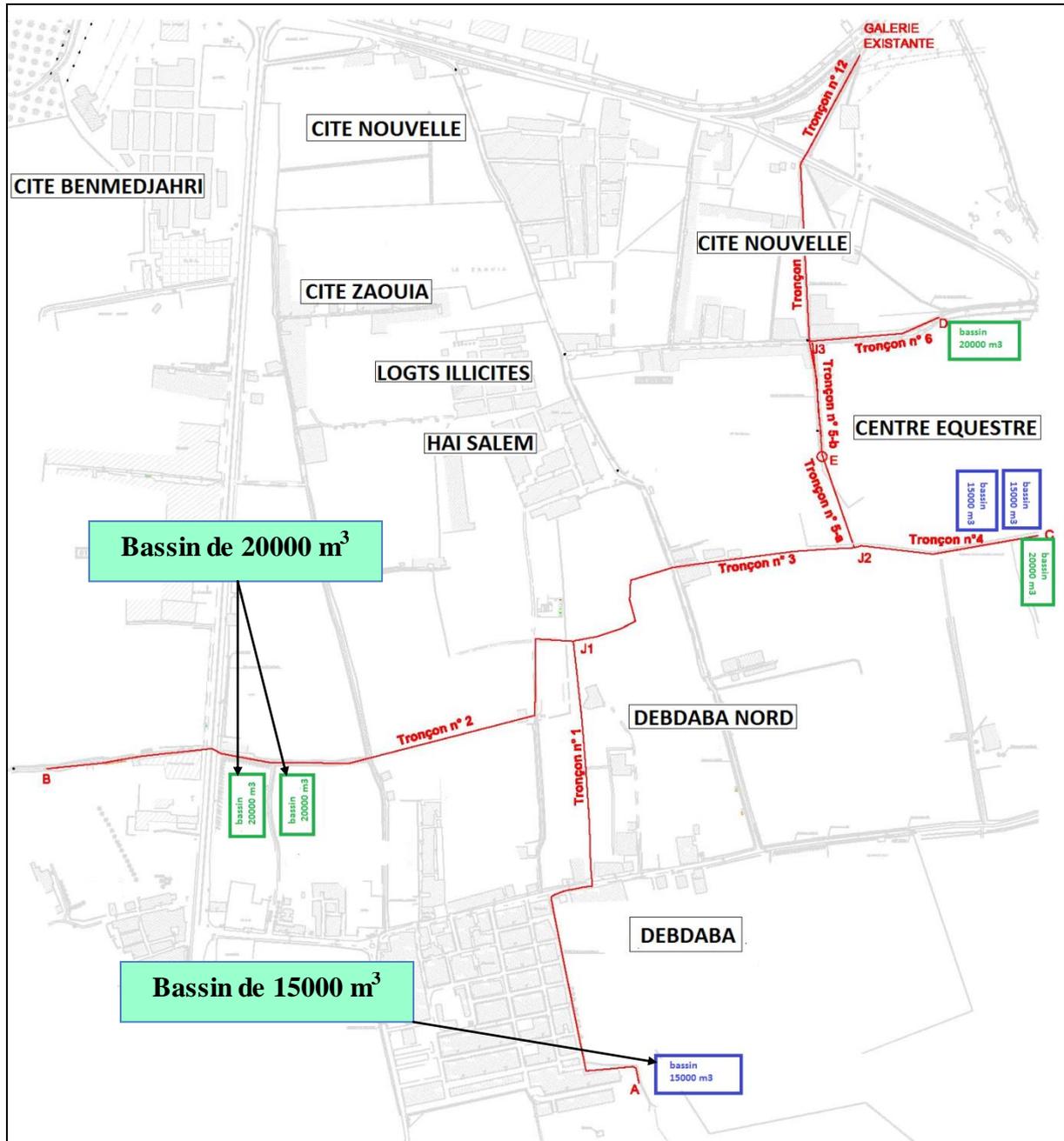


FIGURE IV. 3: répartition des bassins d’orage (calées sur les plans urbains)

#### IV.1.2.2. Variante 2: Bassin d'orage avec débit de fuite vers la galerie projetée

Cette variante consiste à stocker une partie de la crue dans des bassins d'orage et d'évacuer le reste via une galerie vers l'oued Ain Sefra.

Le dimensionnement des bassins est tributaire des volumes cumulés qui arrivent pendant la crue (Calculées en hydrologie) et de débit que l'on veut faire sortir (Débit de fuite).

Quel serait le débit de fuite à laisser transiter pour chaque bassin ?

L'idée serait de caler chaque capacité de bassin d'orage sur son volume propre donné par la crue decennale. Ce qui nous amène à faire évacuer un débit de fuite qui représente la différence de débit (Q20 à Q10).

Nous donnons ci-après le tableau récapitulatif des capacités des bassins d'orage.

**Tableau IV. 6:** Volume du bassin d'orage BV1 en fréquence vingtennale

Temps	Temps cumulé	Qt	Vt	Volume cumulé	volume de fuite	Différence
(min)	(min)	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
1.88	1.88	0.19	21.432	21.432	87.984	0
15	16.88	0.24	216	237.432	789.984	0
15	31.88	0.86	774	1011.432	1491.984	0
15	46.88	1.87	1683	2694.432	2193.984	500.448
15	61.88	3.25	2925	5619.432	2895.984	2723.448
15	76.88	5.02	4518	10137.432	3597.984	6539.448
15	91.88	3.69	3321	13458.432	4299.984	9158.448
15	106.88	2.62	2358	15816.432	5001.984	10814.448
15	121.88	1.78	1602	17418.432	5703.984	11714.448
15	136.88	1.14	1026	18444.432	6405.984	12038.448
15	151.88	0.68	612	19056.432	7107.984	11948.448
15	166.88	0.36	324	19380.432	7809.984	11570.448
15	181.88	0.16	144	19524.432	8511.984	11012.448
15	196.88	0.05	45	19569.432	9213.984	10355.448
15	211.88	0.01	9	19578.432	9915.984	9662.448
15	226.88	0	0	19578.432	10617.984	8960.448
					<b>Max</b>	<b>8960.448</b>

Tableau IV. 7: Volume du bassin d'orage BV2 en fréquence vingtennale

Temps	Temps cumulé	Qt	Vt	Volume cumulé	volume de fuite	Différence
(min)	(min)	m3/s	m3	m3	m3	m3
0	0	0.01	0	0	0	0
6.9	6.9	0.01	4.14	4.14	389.16	0
15	21.9	0.01	9	4.14	1235.16	0
15	36.9	0.06	54	58.14	2081.16	0
15	51.9	0.24	216	274.14	2927.16	0
15	66.9	0.54	486	760.14	3773.16	0
15	81.9	0.96	864	1624.14	4619.16	0
15	96.9	1.50	1350	2974.14	5465.16	0
15	111.9	2.16	1944	4918.14	6311.16	0
15	126.9	2.94	2646	7564.14	7157.16	406.98
15	141.9	3.84	3456	11020.14	8003.16	3016.98
15	156.9	4.86	4374	15394.14	8849.16	6544.98
15	171.9	6.01	5409	20803.14	9695.16	11107.98
15	186.9	5.15	4635	25438.14	10541.16	14896.98
15	201.9	4.38	3942	29380.14	11387.16	17992.98
15	216.9	3.69	3321	32701.14	12233.16	20467.98
15	231.9	3.07	2763	35464.14	13079.16	22384.98
15	246.9	2.53	2277	37741.14	13925.16	23815.98
15	261.9	2.06	1854	39595.14	14771.16	24823.98
15	276.9	1.65	1485	41080.14	15617.16	25462.98
15	291.9	1.30	1170	42250.14	16463.16	25786.98
15	306.9	1.00	900	43150.14	17309.16	25840.98
15	321.9	0.75	675	43825.14	18155.16	25669.98
15	336.9	0.55	495	44320.14	19001.16	25318.98
15	351.9	0.38	342	44662.14	19847.16	24814.98
15	366.9	0.26	234	44896.14	20693.16	24202.98
15	381.9	0.16	144	45040.14	21539.16	23500.98
15	396.9	0.09	81	45121.14	22385.16	22735.98
15	411.9	0.05	45	45166.14	23231.16	21934.98
15	426.9	0.02	18	45184.14	24077.16	21106.98
15	441.9	0.01	9	45193.14	24923.16	20269.98
15	456.9	0.01	9	45193.14	25769.16	19423.98
15	471.9	0.01	9	45193.14	26615.16	18577.98
15	486.9	0.01	9	45193.14	27461.16	17731.98
16	502.9	0.01	9.6	45202.74	28363.56	16839.18
13	515.9	0.02	15.6	45218.34	29096.76	16121.58
					<b>Max</b>	<b>16121.58</b>

Tableau IV. 8: Volume du bassin d'orage BV3 en fréquence vingtennale

Temps	Temps cumulé	Qt	Vt	Volume cumulé	volume de fuite	Différence
(min)	(min)	m3/s	m3	m3	m3	m3
1.1	1.1	0.11	7.26	7.26	89.76	0
15	16.1	0.12	108	115.26	1313.76	0
15	31.1	0.45	405	520.26	2537.76	0
15	46.1	1.00	900	1420.26	3761.76	0
15	61.1	1.75	1575	2995.26	4985.76	0
15	76.1	2.72	2448	5443.26	6209.76	0
15	91.1	3.90	3510	8953.26	7433.76	1519.5
15	106.1	5.29	4761	13714.26	8657.76	5056.5
15	121.1	6.89	6201	19915.26	9881.76	10033.5
15	136.1	8.70	7830	27745.26	11105.76	16639.5
15	151.1	7.34	6606	34351.26	12329.76	22021.5
15	166.1	6.13	5517	39868.26	13553.76	26314.5
15	181.1	5.06	4554	44422.26	14777.76	29644.5
15	196.1	4.12	3708	48130.26	16001.76	32128.5
15	211.1	3.31	2979	51109.26	17225.76	33883.5
15	226.1	2.61	2349	53458.26	18449.76	35008.5
15	241.1	2.02	1818	55276.26	19673.76	35602.5
15	256.1	1.52	1368	56644.26	20897.76	35746.5
15	271.1	1.11	999	57643.26	22121.76	35521.5
15	286.1	0.79	711	58354.26	23345.76	35008.5
15	301.1	0.53	477	58831.26	24569.76	34261.5
15	316.1	0.34	306	59137.26	25793.76	33343.5
15	331.1	0.20	180	59317.26	27017.76	32299.5
15	346.1	0.10	90	59407.26	28241.76	31165.5
15	361.1	0.05	45	59452.26	29465.76	29986.5
15	376.1	0.01	9	59461.26	30689.76	28771.5
15	391.1	0	0	59461.26	31913.76	27547.5
					<b>Max</b>	<b>27547.5</b>

**Tableau IV. 9:** Volume du bassin d'orage BV4 en fréquence vingtennale

Temps (min)	Temps cumulé (min)	Qt m <sup>3</sup> /s	Vt m <sup>3</sup>	Volume cumulé m <sup>3</sup>	volume de fuite m <sup>3</sup>	Différence m <sup>3</sup>
11.63	11.63	0.06	41.868	41.868	418.68	0
15	26.63	0.20	180	221.868	958.68	0
15	41.63	0.49	441	662.868	1498.68	0
15	56.63	0.91	819	1481.868	2038.68	0
15	71.63	1.45	1305	2786.868	2578.68	208.188
15	86.63	2.12	1908	4694.868	3118.68	1576.188
15	101.63	2.92	2628	7322.868	3658.68	3664.188
15	116.63	3.85	3465	10787.868	4198.68	6589.188
15	131.63	3.15	2835	13622.868	4738.68	8884.188
15	146.63	2.55	2295	15917.868	5278.68	10639.188
15	161.63	2.02	1818	17735.868	5818.68	11917.188
15	176.63	1.58	1422	19157.868	6358.68	12799.188
15	191.63	1.20	1080	20237.868	6898.68	13339.188
15	206.63	0.89	801	21038.868	7438.68	13600.188
15	221.63	0.64	576	21614.868	7978.68	13636.188
15	236.63	0.44	396	22010.868	8518.68	13492.188
15	251.63	0.29	261	22271.868	9058.68	13213.188
15	266.63	0.17	153	22424.868	9598.68	12826.188
15	281.63	0.10	90	22514.868	10138.68	12376.188
15	296.63	0.05	45	22559.868	10678.68	11881.188
15	311.63	0.02	18	22577.868	11218.68	11359.188
15	326.63	0	0	22577.868	11758.68	10819.188
					<b>Max</b>	<b>10819.188</b>

Les résultats des volumes des bassins d'orage de fréquence vingtennale sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau IV. 10:** Récapitulatif des volumes des bassins d'orage fréquence vingtennale

Bassin d'orage	Crue vingtennale (m <sup>3</sup> )	Les capacités adoptées (m <sup>3</sup> )
<b>BV1</b>	<b>8960.448</b>	Un bassin de 15000
<b>BV2</b>	<b>16121.58</b>	Un bassin de 15000
<b>BV3</b>	<b>27547.5</b>	Deux bassins de 15000
<b>BV4</b>	<b>10819.188</b>	Un bassin de 15000

Le Tunnel à écoulements gravitaires est dimensionné avec des sections suffisantes pour faire transiter le débit de fuite des bassins (3,8 m<sup>3</sup>/s).

Les sections et pentes sont calculées pour assurer une vitesse d'effluents suffisamment élevée pour assurer l'auto-curage et éviter ainsi les dépôts solides et la stagnation des sédiments.

Les dimensionnements de la galerie pour différents débits de fuite sont présentés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV. 11:** Dimensionnement de la galerie

<b>Solution BUSE</b>	<b>Q20-Q10</b>	<b>Q50-Q10</b>	<b>Q100-Q10</b>
DN (mm)	2 000,00	2 500,00	2 500,00
<b>Section pleine</b>			
Pente (‰)	0,003	0,003	0,003
Am (m <sup>2</sup> )	3,14	4,91	4,91
Pm(m)	6,28	7,85	7,85
Rh(m)	0,50	0,63	0,63
Chezy C	61,10	63,42	63,42
Vps (m/s)	2,37	2,75	2,75
Qps (m <sup>3</sup> /s)	7,22	13,10	13,10
<b>Section partielle</b>			
Rq	0,53	0,66	0,92
Q/Qps	0,53	0,66	0,92
V/Vps	1,01	1,07	1,14
V (m/s)	2,40	2,93	3,12
h/D	0,52	0,59	0,76
h (m)	1,03	1 477,03	1 895,57
Q (m <sup>3</sup> /s)	3,80	8,60	12,10

Le réseau principal projeté suit dans sa majeure partie l'ancien réseau avec les mêmes dimensions pour les canaux existant et des dimensions plus adaptées sur les autres parcelles projeté. Il sera projeté de telle sorte à collecter toutes les eaux et les acheminer vers le tunnel de diamètre 2m (*figure VI.4*).

Le tableau ci-dessus donne les dimensionnements du réseau principal projeté :

**Tableau IV. 12** : Dimensionnement hydraulique du réseau de drainage.

N <sup>o</sup> -	Du nœud	Au nœud	L(m)	Pente (%)	FORME	H-amont (m)	H-aval (m)	base du canal (m)	Angle du talus	Largeur en surface (m)
1	A	J1	131.19	0.0817	Rectangulaire	1.50	1.25	2.00	90.00	2.00
2	B1	B3	942.97	0.0006	Rectangulaire	1.00	1.00	1.00	90.00	4.81
3	B2	B3	550.11	0.0003	Trapézoïdale	1.10	1.00	2.50	60.00	4.81
4	B3	J1	63.44	0.0002	Rectangulaire	1.00	1.25	1.50	90.00	6.89
5	J1	J2	548.36	0.0051	Rectangulaire	1.25	1.50	1.5	90.00	5.76
6	C1	J2	422.29	0.0087	Rectangulaire	1.10	1.50	2.50	90.00	2.00
7	C2	J2	304.60	0.0003	Rectangulaire	0.90	1.50	2.50	90.00	5.46
8	J2	J3-a	351.56	0.0013	Rectangulaire	1.50	1.30	2.50	90.00	6.80
9	D1	J3-a	218.13	0.0020	Rectangulaire	1.10	1.30	1.50	90.00	1.50
10	D2	J3-b	498.74	0.0005	Rectangulaire	1.00	1.60	1.50	90.00	1.50
11	J3-a	J3-b	296.25	0.0003	Rectangulaire	1.30	1.60	2.00	90.00	9.20
12	J3-b	Tunnel	201.60	0.0002	Rectangulaire	1.60	1.75	2.00	90.00	10.04

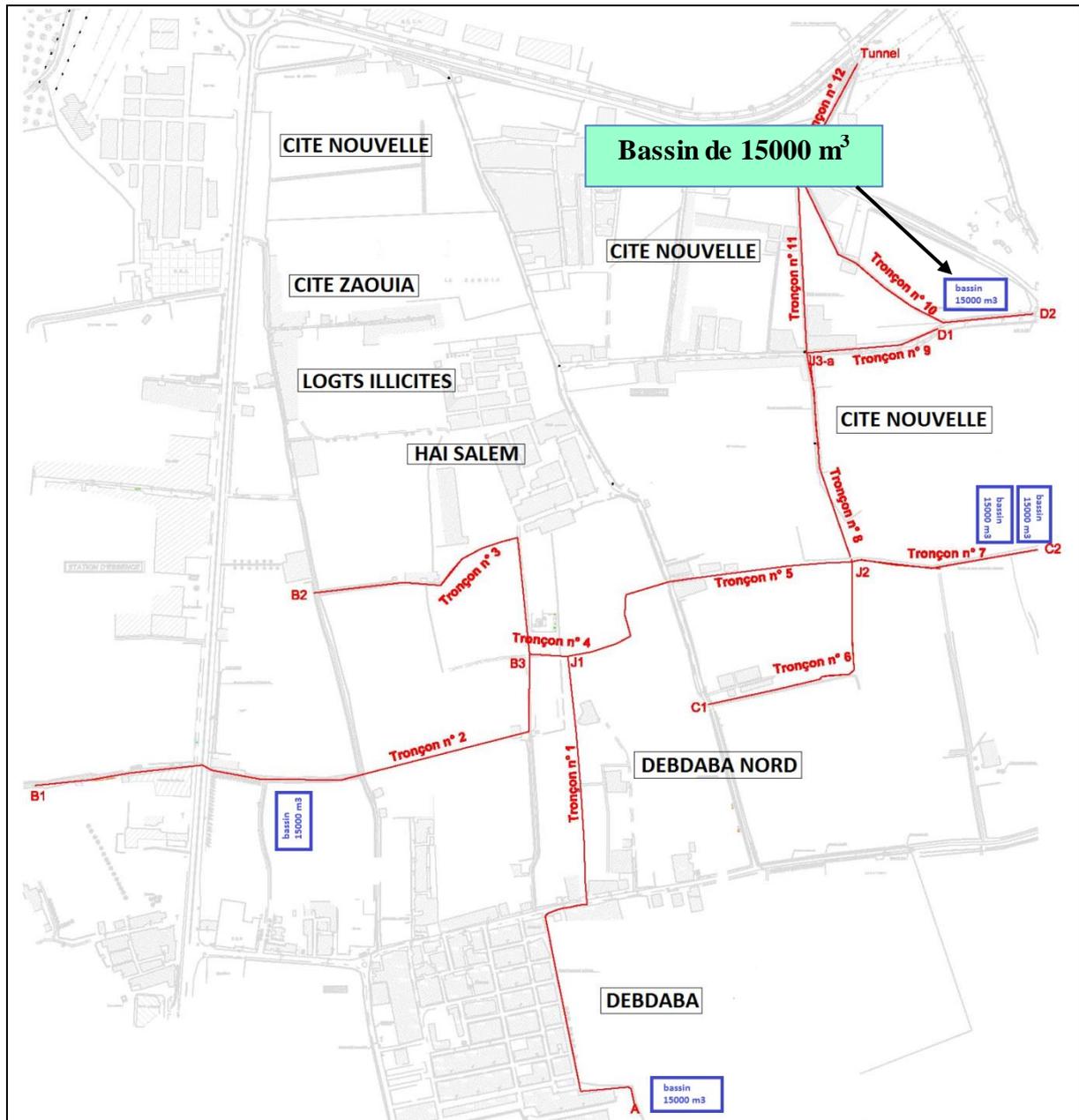


FIGURE IV. 4: Répartition des bassins d’orage (calées sur les plans urbains)

**IV.1.2.3. Variante 3: Tunnel**

Cette variante consiste à projeter un tunnel de forme circulaire qui démarre de l'exutoire qui est le point de dépression de la vallée des jardins vers l'Est. Son tracé souterrain suivra la majeure partie la Nationale N°23, pour se jeter dans le canal existant sur l'Oued Aïn-Sefra, à l'aval du pont (*figure IV.5*).

La longueur du tunnel serait de 1830m et sa pente de 3‰. Le tunnel sera équipé de cheminées pour son aération.

Le tracé en plan ne contient aucune particularité : il est en majorité rectiligne avec deux petites courbures dont les inclinaisons horizontales sont respectivement d'amont en aval de 23.07° et 24.42.

La crue à faire transiter est la crue de fréquence vingtennale, estimée à 23,5 m<sup>3</sup>/s. Pour assurer le bon fonctionnement de la galerie, des aménagements adaptés sont proposés en amont et aval du tunnel:

**En amont:**

Les eaux seront acheminées vers la tête de tunnel avec un canal en forme de convergent. La surface totale occupée par les eaux serait de 1350 m<sup>2</sup>.

**En aval:**

A la sortie du tunnel, les eaux seront acheminées vers le canal d'Oued Ain Sefra via un collecteur de longueur de 30 ml.

Le tableau ci-dessus donne les dimensionnements du tunnel :

**Tableau IV. 13:** Dimensionnement hydraulique du tunnel

Diamètre	Section pleine						Section partielle					
	Pente (‰)	Am (m <sup>2</sup> )	Pm (m)	Rh (m)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Q/Qps	V/Vps	V (m/s)	h/D	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
4500	0,0033	15,90	14,14	1,13	4,26	65,85	0,36	0,92	3,90	0,41	1,86	23,5

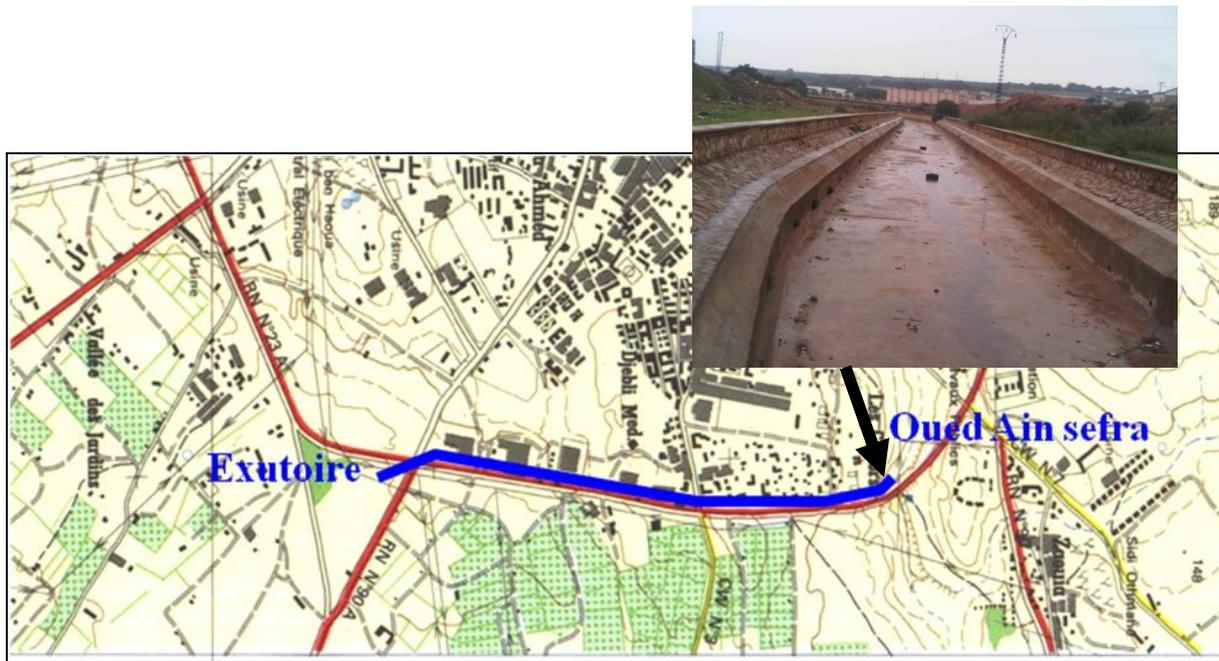


FIGURE IV. 5: Trace souterrain du tunnel

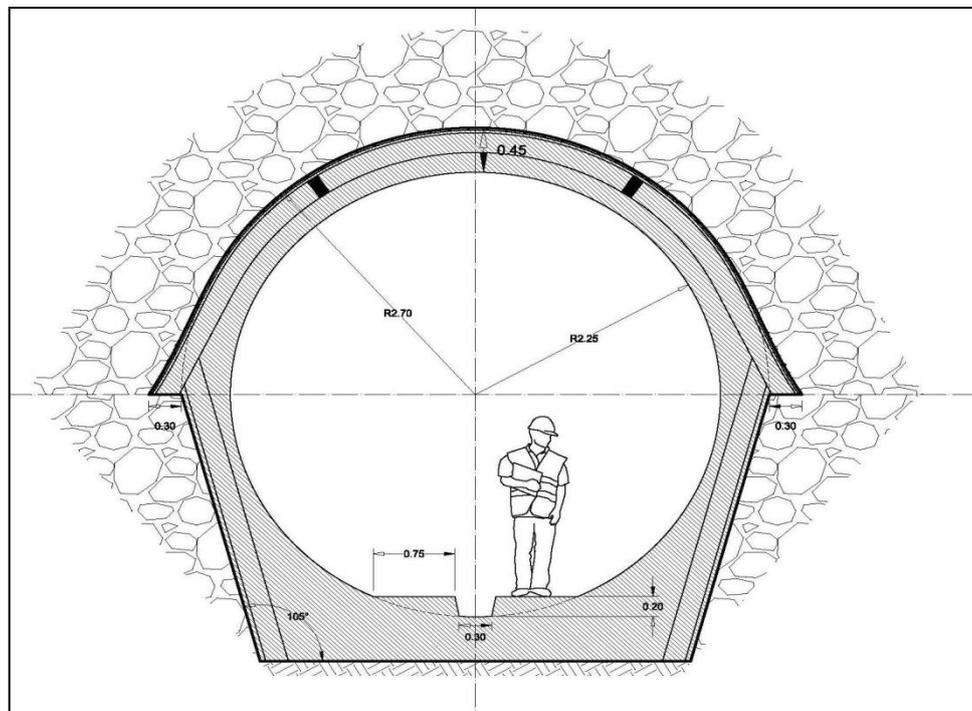


FIGURE IV. 6: Coupe type du tunnel

Au niveau de la zone urbanisée, un réseau de drainage est projeté pour acheminer dans les meilleures conditions les eaux pluviales vers la galerie.

Le réseau principal projeté suit dans sa majeure partie l'ancien réseau avec des dimensions plus adaptées, et sur les autres parcelles. Il sera projeté de telle sorte à collecter toutes les eaux et les acheminer vers le tunnel (figure VI.7).

Le tableau ci-dessus donne les dimensionnements du réseau principal projeté :

**Tableau IV. 14:** Dimensionnement hydraulique du réseau de drainage.

N <sup>o</sup>	Du nœud	Au nœud	L(m)	Pente (%)	FORME	H-amont (m)	H-aval (m)	Largeur du canal (m)	Angle du talus	Largeur en surface (m)
1	A	J1	131.19	0.0848	Rectangulaire	1.10	1.25	2.00	90.00	2.00
2	B1	B3	942.97	0.0006	Trapézoïdale	1.00	1.00	2.50	60.00	4.81
3	B2	B3	550.11	0.0003	Trapézoïdale	1.10	1.00	2.50	60.00	4.81
4	B3	J1	63.44	0.0002	Trapézoïdale	1.00	1.25	4.00	60.00	6.89
5	J1	J2	548.36	0.0051	Trapézoïdale	1.25	1.50	2.30	60.00	5.76
6	C1	J2	422.29	0.0087	Trapézoïdale	1.10	1.50	2.00	90.00	2.00
7	C2	J2	304.60	0.0003	Trapézoïdale	0.90	1.50	2.00	60.00	5.46
8	J2	J3-a	351.56	0.0013	Trapézoïdale	1.50	1.30	3.80	60.00	6.80
9	D1	J3-a	218.13	0.0020	Rectangulaire	1.10	1.30	1.50	90.00	1.50
10	D2	J3-b	498.74	0.0005	Rectangulaire	1.00	1.60	1.50	90.00	1.50
11	J3-a	J3-b	296.25	0.0003	Trapézoïdale	1.30	1.60	5.50	60.00	9.20
12	J3-b	Tunnel	201.60	0.0002	Trapézoïdale	1.60	1.75	6.00	60.00	10.04

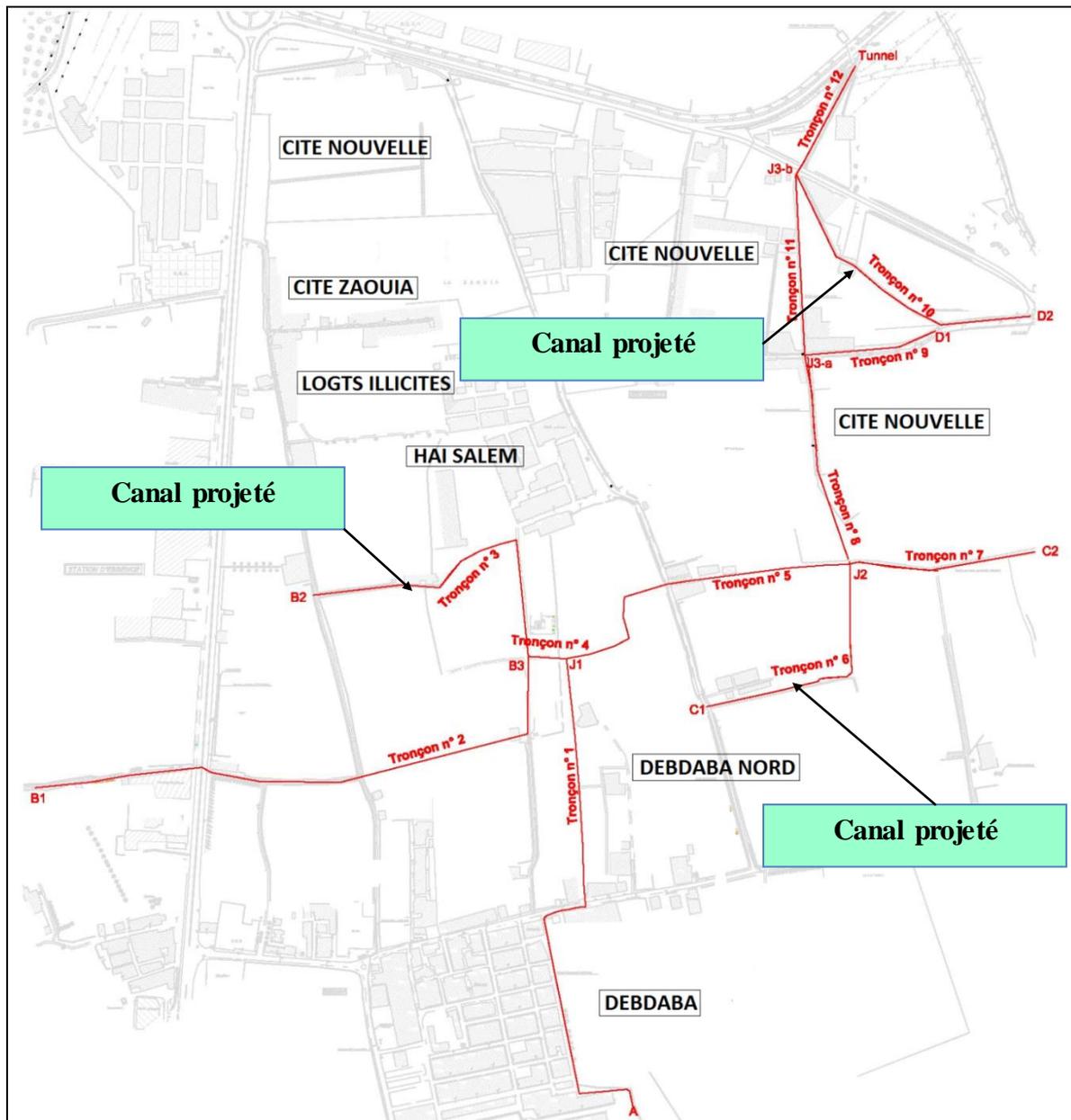


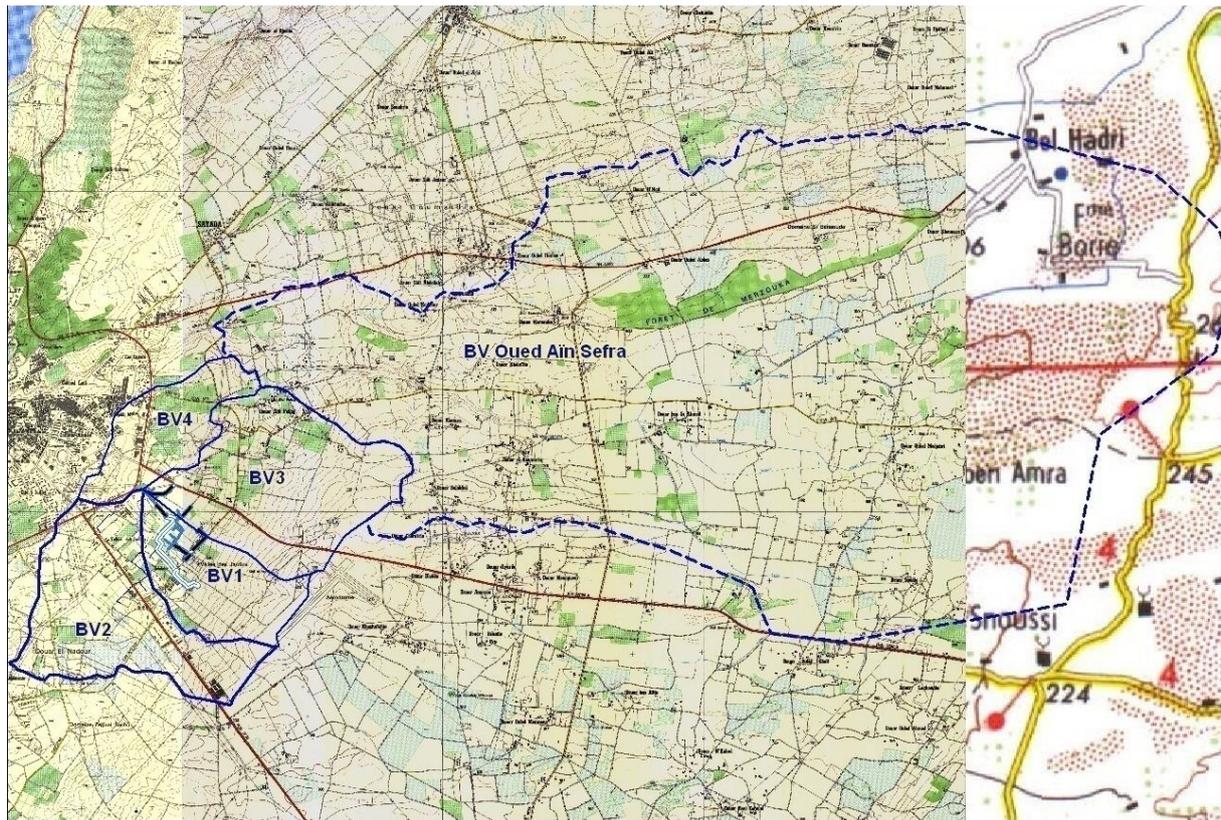
FIGURE IV. 7: Projection de nouveaux canaux (calées sur les plans urbains)

## IV.2. Impact sur le canal existant de l'oued Sefra

Les variantes 2 et 3 proposent d'évacuer les eaux de la dépression vers le canal existant de l'oued Ain Sefra, au Sud Est de la ville. Il est important de vérifier la capacité d'évacuation de ce canal avec l'apport de ces nouveaux en débits.

Le bassin versant de l'oued Sefra est délimité, en tenant du réseau d'irrigation qui vient déranger les écoulements naturels. Sa superficie est de l'ordre de 68,2 km<sup>2</sup> (figure VI.8).

En tenant compte du débit spécifique des quartes premiers bassins, nous déduisons des moyennes pour la région d'étude et que nous appliquons à celui de oued Sefra.



**FIGURE IV. 8:** Délimitation du bassin versant de l'oued ainSefra (extrait des cartes au 1/25000 et 1/200 000 e).

**Tableau IV. 15:** Débits spécifiques de crues de différentes fréquences.

Fréquences (n, années)	Débits de crues fréquents des 4 bassins – Qmaxf% (m <sup>3</sup> /s)	Débits Spécifiques des 4 bassins (l/s.km <sup>2</sup> )	Débits fréquents de l'O. Sefra (m <sup>3</sup> /s)
2	9,81	0,593	40,4
4	14,0	0,849	57,9
5	15,3	0,923	62,9
10	18,9	1,14	77,8
20	22,4	1,35	92,2
25	23,4	1,42	96,7
50	26,8	1,62	111
100	30,2	1,83	125
1000	41,3	2,50	170

Ainsi le débit de la crue vingtennale serait de l'ordre de 92,2 m<sup>3</sup>/s.

La débitance du canal drainant le bassin de l'oued Ain Sefra, calculée selon la méthode de Chézy est de 136 m<sup>3</sup>/s, légèrement supérieure à la valeur de la crue centennale.

En fréquence vingtennale, les débits provenant de la dépression via la galerie-tunnel et de l'oued AïnSefra totaliseraient 116 m<sup>3</sup>/s, valeur inférieure à la capacité d'évacuation du canal(92,2 m<sup>3</sup>/s).

Aller en souterrain présente pas mal d'avantages (la solution souterraine s'avère être la meilleure solution d'un point de vue purement urbanistique) mais apporte aussi son lot d'inconvénients (sans parler des techniques, qui engendrent un net surcoût, il faut aussi tenir compte d'autres aspects tels la sécurité, la maintenance, la qualité de vie).

Les principaux avantages et inconvénients des tunnels souterrains rapportés dans la littérature sont les suivants:

❖ **Avantage**

- ✓ La solution du tunnel (variante 3) s'impose donc naturellement pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine. Enfin l'occupation de surface peu être utilisée à d'autres fins.
- ✓ La protection : les ouvrages souterrains fournissent des avantages en ce qui concerne la protection contre les explosions, en absorbant les chocs et l'énergie dissipée. La seule condition est que l'ouvrage doit être équipé d'un système de filtration de l'air extérieur.
- ✓ Les tunnels ont un rôle vital pour amener et évacuer l'eau en site urbain sans dépenser d'énergie, puisque l'écoulement dans ce dernier se fait en gravitaire.

❖ **Inconvénient**

La variante du tunnel souterrain exige une entreprise réalisatrice expérimentée et qualifiée pour réaliser les différentes tâches des travaux.

### **IV.3. Analyse technique et financière**

L'analyse financière du projet consiste en premier lieu, à chiffrer les aménagements dimensionnés dans le cadre du projet en prenant comme référence des prix unitaires issus de projets précédents ou de devis d'entreprises. Une fois ces prix fixés, on compare les deux variantes suivant leur coût et leur faisabilité technique.

#### **IV.3.1. Estimation du coût des travaux**

Les coûts ont été calculés par tronçons homogènes selon les dimensions des ouvrages, les caractéristiques des travaux, la hauteur de couverture et les particularités du terrain. Pour chaque section, un prix moyen au mètre linéaire a été établi(annexe 6).

Le tableau suivant donne le prix de chaque variante :

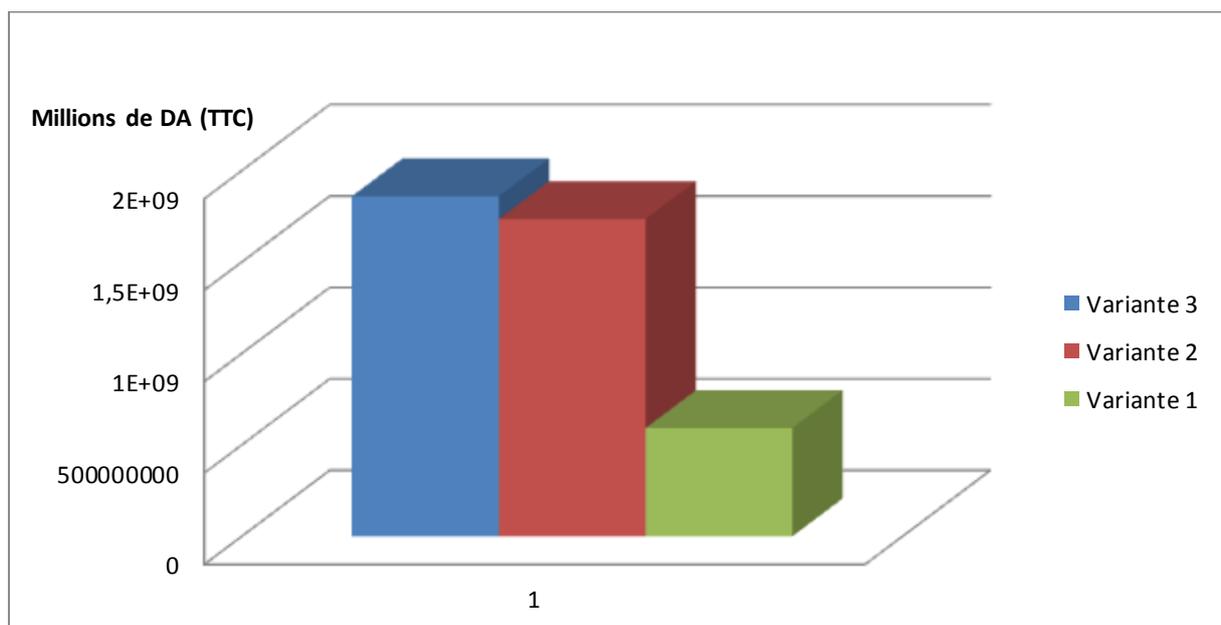
**Tableau IV. 16:** prix de chaque variante

	Variante 1	Variante 2	Variante 3
<i>TOTAL EN TOUTES TAXES COMPRISES TTC (D.A)</i>	591 799 543.90	1 734 780 897.00	1 859 393 813.00

### IV.3.2. Analyse comparative des variantes

La sélection d'une variante par rapport à une autre consiste à comparer les différents aspects tels que l'aspect économique et technique, l'aspect économique consiste en l'évaluation globale du coût du projet, en outre l'aspect technique consiste à maîtriser la conduite des travaux de réalisation.

En point de vue économique, la variante des bassins de rétention est la moins chère. Au point de vue technique, la variante du tunnel souterrain exige une entreprise expérimentée et qualifiée pour réaliser les différentes tâches des travaux.

**FIGURE IV. 9:** Coûts des variantes en millions de da (TTC)

**Conclusion**

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les trois variantes, et ceci d'après leurs avantages et leurs inconvénients et d'autres considérations.

L'aménagement d'un bassin de rétention en amont peut s'avérer une bonne solution si l'on fusionne avec une politique paysagiste qui respecte l'environnement.

Bien qu'elles soient plus complexes à mettre en œuvre et plus coûteuses, la variante de tunnel souterrain s'impose comme la solution qui règle définitivement les problèmes des inondations dans la vallée des jardins.

Pour ces raisons nous préconisons la variante du tunnel souterrain.

### Conclusion générale

Notre travail de PFE a permis de déterminer les différents aménagements à mettre en œuvre grâce à une succession de tâches liées entre elles dans le cadre d'étude hydrologique et hydraulique.

L'étude hydrologique repose essentiellement sur le réseau hydrographique du bassin versant ainsi que du traitement statistique des pluies vu la non disponibilité de mesures hydrométriques dans le lieu d'étude.

Ce travail consisté également de simuler le ruissellement à l'aide de logiciel HEC-RAS en régime non permanent.

Cette mission nécessite des informations topographique sous forme d'un MNT précis, la simulation a abouti à des résultats ayant permis de détecter les tronçons de débordement ainsi que les surfaces inondables, la cote d'inondation pour la crue vingtennale a atteint une cote maximale de 1,8m

La modélisation hydraulique a atteint un objectif double, le diagnostic de réseau existant et l'élaboration d'une carte d'inondation. Cela a permis d'analyser la vulnérabilité afin de proposer un aménagement adéquat et de mettre en évidence des mesures de prévention.

Cette étude est importante dans la mesure où elle a été entreprise par plusieurs ingénieurs et de diverses disciplines (cartographie, hydrologie, hydraulique urbain, modélisation, génie civil), ce qui nous a permis d'avoir une vision complète d'un projet de cette envergure.

Finalement le bilan de l'étude est positif puisque il nous a permis d'enrichir et d'affiner nos compétences dans le domaine technique, exercées dans le cadre de ces études.

## Bibliographie

ANDRE M, Christophe H. (2004), ‘‘ Hydrologie 1’’. Presses polytechniques et universitaires romande, 314p

BOURRIER R. (1985), ‘‘ Les réseaux d’assainissement’’. Calculs, applications et perspectives. 2 ème édition, revue et augmentée. Technique et Documentation Lavoisier. 482 p.

BERMAD A . (2005/2006),’’Cours Hydrologie de 3ems année’’. EcoleNationalePolytechnique.

GRAYD M. ,(1972), ‘‘ Manuel des principes d'hydrologie’’, Publication du Secrétariat du Comité National Canadien de la Décennie Hydrologique Internationale. Ottawa,600p.

GOUDJIL S, KACI D. (2009), ‘‘ Recalibrage d’un tronçon de l’oude M’ZAB(EL ATTEUF)’’,projet de fin d’etudes,sécialité hydraulique. EcoleNationalePolytechnique, 72p

Institution of Civil Engineers (1978) .’’Floods and reservoirs safety, an engineering guide.London’’, Th. Telford Ltd.

KLIBACHEV K, GOROCHKOV I, (1970) ‘‘ Calculs hydrologiques’’, Hydrométéoizdat, Léninegrad, 305 p

MAIDMENT D, DJOKIC D. (2000), Hydrologic and Hydraulic Modeling Support with GIS.ESRI Press, Redlands CA,232 p

SOKOLOV A. A., RANTZ S. E, ROCHE M (1976). ,‘Flodflow computation, Methods compiled from world experiences’’, The UNESCO Press, Paris.

YAHIAOUI A. (2012), ‘‘ Inondations TorrentiellesCartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord’’. Thèse de doctorat, spécialité hydraulique. EcoleNationalePolytechnique, 185p

## Bibliographie web

R MOUSSA, C BOCQUILLON .(1993). Morphologie fractale du réseauHydrographique. Hydrological Sciences Journal ., p 187-201.

[http://www.tandfonline.com/loi/thsj\\_20](http://www.tandfonline.com/loi/thsj_20)

KREIS N. (2004), Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation. Thèse de doctorat, spécialité Sciences de l'eau, Strasbourg, 350p.

[http://bib.rilk.com/1251/01/KREIS\\_nicolas.pdf](http://bib.rilk.com/1251/01/KREIS_nicolas.pdf)

GEOFFROY J. (2007). Modélisation des paramètres morphogènes du cours inférieur de la Bruche (Bas-Rhin) et analyse de la sensibilité du modèle HEC-RAS à la qualité des données topographiques.

[http://engees-proxy.u-strasbg.fr/217/.../Mémoire\\_TFE\\_GEOFFROY\\_2007.pdf](http://engees-proxy.u-strasbg.fr/217/.../Mémoire_TFE_GEOFFROY_2007.pdf)

Laure F, Franck V. La photogrammétrie stéréoscopique appliquée à la mesure de la hauteur de la végétation en zone alluviale : exemple de la réserve naturelle du Val-d'Allie

<http://www.craig.fr/sites/.../05laure-fafournouxphotogrammetrie.pdf>

Site officiel HEC-RAS :

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

# Annexe

## Annexe

### Annexe 1: Caractéristiques climatique à la station de Mostaganem (ONM, 1976-1984)

#### Variation des températures (° C)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
$T_{min}$	5.6	6.0	6.6	8.8	11.3	15.1	17.5	17.7	15.9	12.6	8.7	7.4	11.1
$T_{moy}$	10.7	11.3	12.7	14.6	17.0	21.1	23.6	23.9	22.1	18.1	14.1	12.1	16.8
$T_{max}$	15.8	16.2	18.3	19.9	22.4	27.1	30.0	30.4	28.5	23.6	19.5	16.9	22.4

#### Humidité relative (%)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
$Hr_{min}$	57.8	58.3	50.9	49.3	48.7	45.1	41.8	43.4	45.2	50.7	52.2	55.4	49.9
$Hr_{moy}$	79.5	79.7	75.7	73.5	73.0	71.0	69.9	70.7	72.8	74.8	76.0	77.1	74.5
$Hr_{max}$	92.8	93.4	92.6	91.1	91.1	90.8	90.9	91.4	91.9	91.8	91.0	91.2	91.7

#### Vitesses du vent (m/s)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
$V_{moy}$	0.9	1.3	1.1	1.2	1.3	0.9	1.0	0.9	0.9	1.2	0.9	1.5	1.1
$V_{max}$	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	25.0	15.0	10.0	>36	15.0	15.0	20.0	>36

#### Evaporations "Piche" (mm)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
$E_{moy}$	2.1	2.2	2.6	3.0	3.4	4.5	4.7	4.4	4.1	3.2	2.5	2.5	3.3

#### Nebulosites (octa)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Moy	2.9	4.3	3.3	4.0	3.4	2.2	1.5	2.1	2.5	2.8	3.3	3.7	3.0

#### Insolations totales (heures)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Moy	6.1	6.1	7.6	8.0	9.1	9.7	10.6	9.8	8.6	7.7	6.6	5.7	8.0

#### Tensions de vapeur (mB)

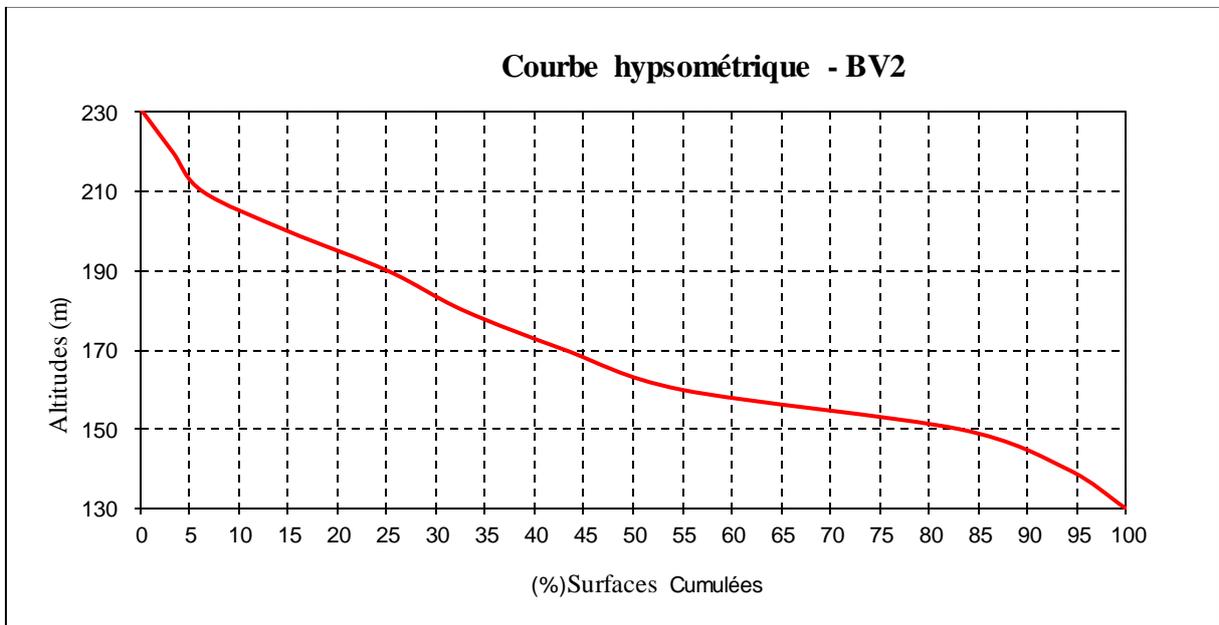
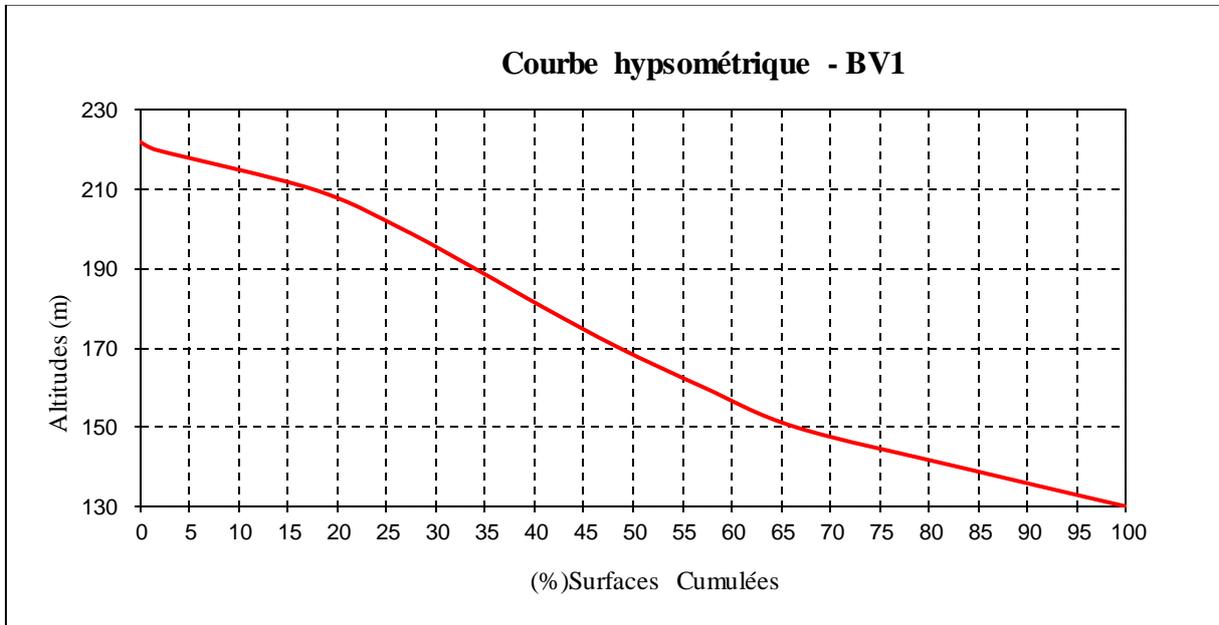
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Moy	10.3	10.7	11.1	12.0	13.9	17.3	19.6	20.4	19.0	15.4	12.2	11.0	14.4

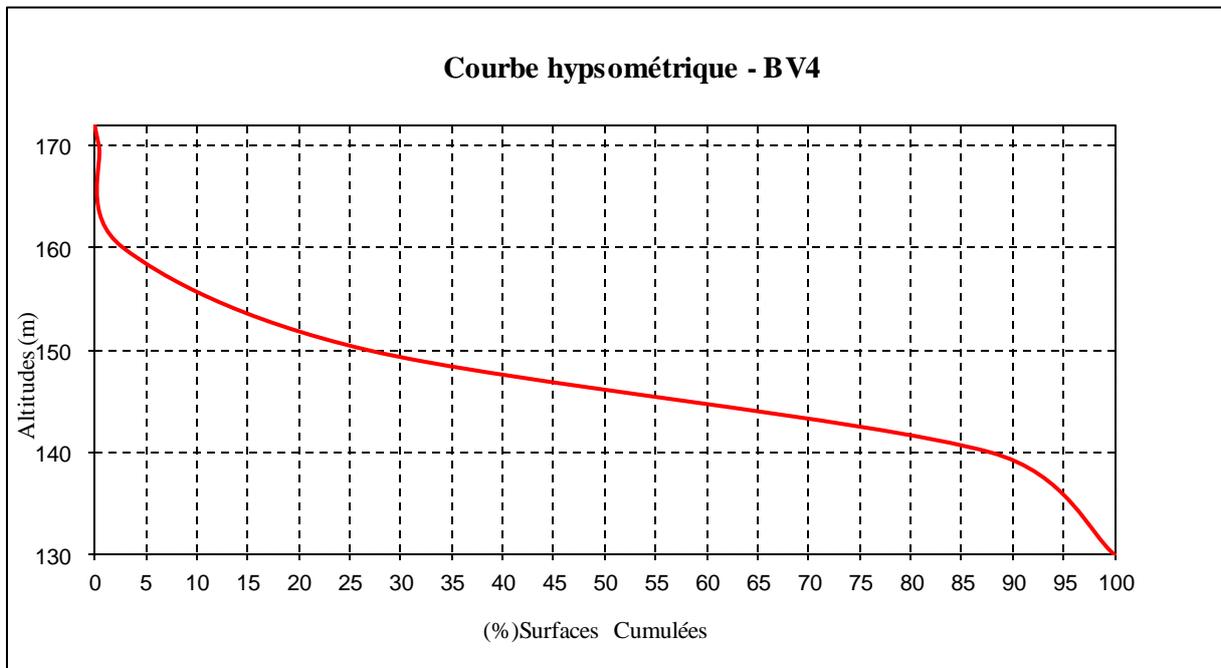
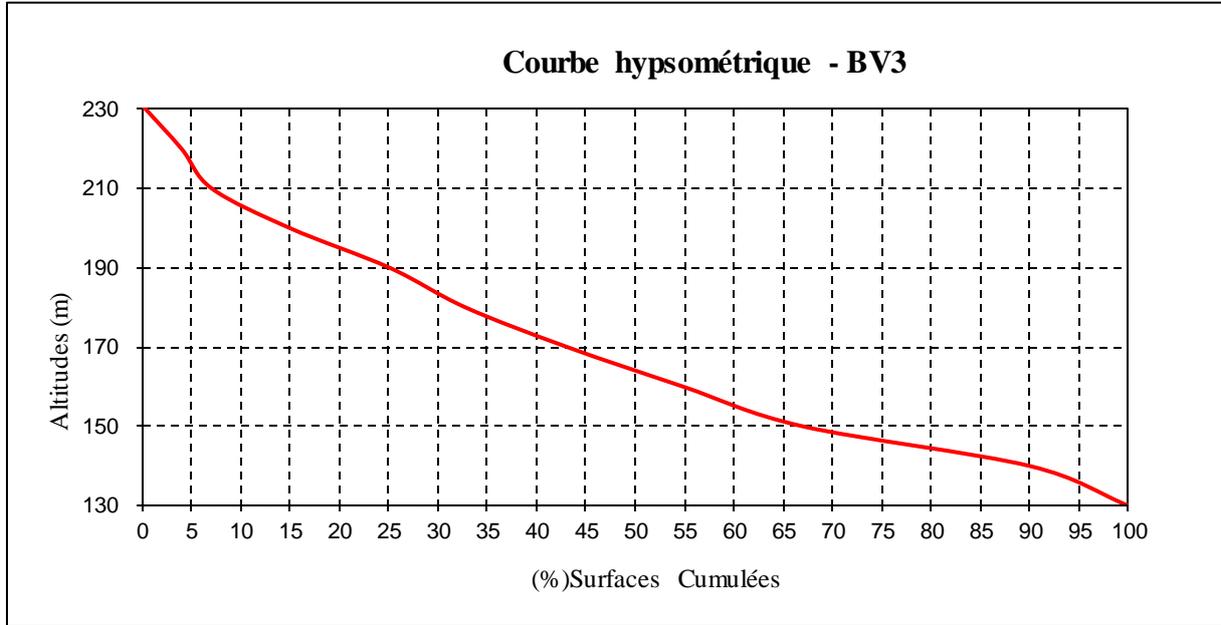
## Annexe

### Annexe 2: Caractéristiques pluviométriques à la station de Mostaganem (ONM,1980-2009)

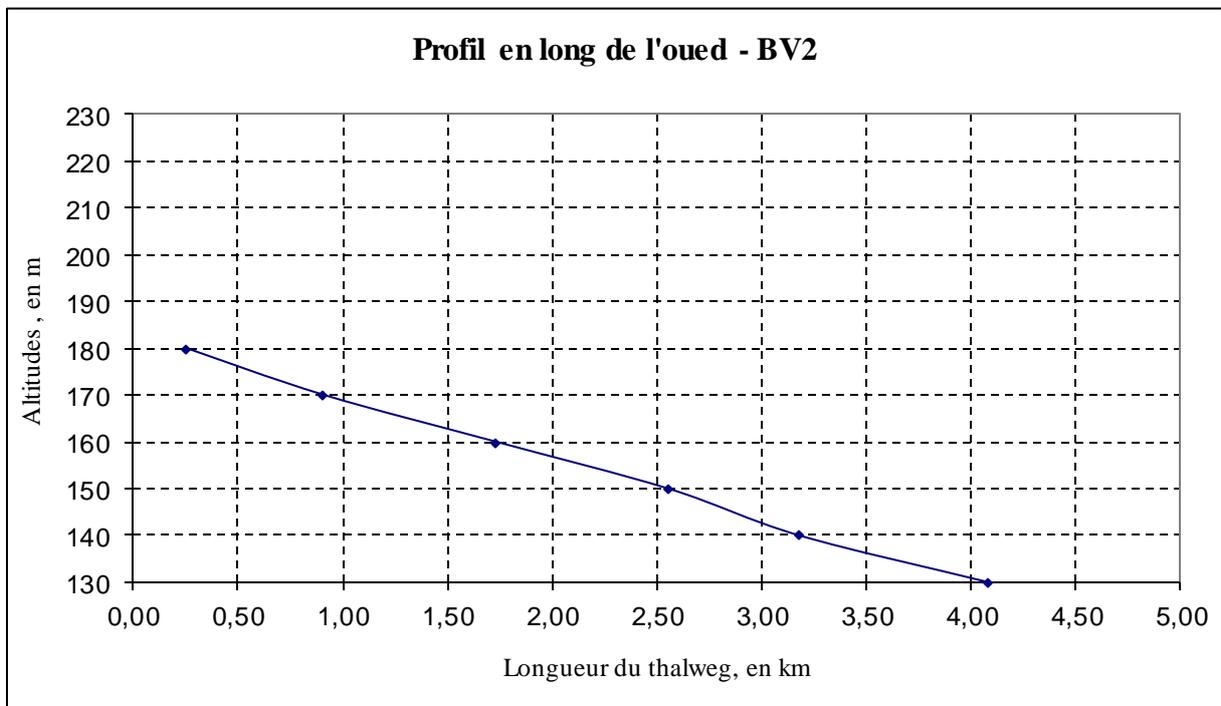
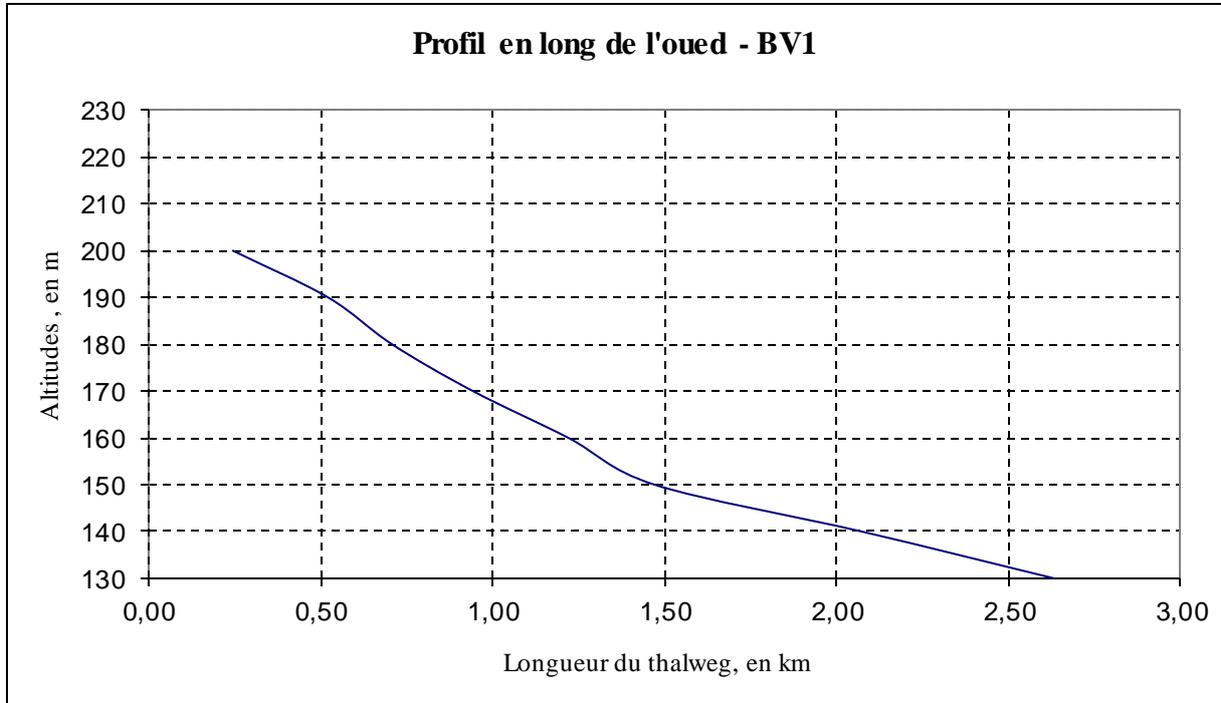
<b>Caractéristiques pluviométriques à la station de Mostaganem</b>															
Station : Mostaganem code : ONM:60457 Periode : 1980-209															
N°	Ans	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P,an,	Pjmax
1	1980	6,0	9,0	3,0	159,0	54,0	30,0	48,0	51,0	18,0	-	-	-	378	40,1
2	1981	-	9,0	-	24,0	72,0	63,0	21,0	39,0	42,0	21,0	-	-	291	47,1
3	1982	6,0	87,0	102,0	87,0	15,0	57,0	3,0	24,0	15,0	-	-	-	396	47,8
4	1983	-	-	96,0	39,0	-	63,0	18,0	-	-	-	-	18,0	234	66,3
5	1984	3,0	6,0	243,0	42,0	48,0	39,0	27,0	12,0	18,0	-	-	-	438	176,3
6	1985	6,0	66,0	45,0	84,0	18,0	6,0	42,0	39,0	36,0	-	-	-	342	45,4
7	1986	66,0	24,0	15,0	63,0	78,0	78,0	66,0	24,0	3,0	9,0	-	-	426	47,5
8	1987	6,0	24,0	48,0	24,0	33,0	75,0	6,0	-	12,0	3,0	12,0	3,0	246	23,7
9	1988	6,0	9,0	33,0	18,0	78,0	18,0	15,0	27,0	81,0	3,0	-	-	288	66,1
10	1989	12,0	3,0	18,0	39,0	12,0	27,0	84,0	21,0	3,0	3,0	27,0	9,0	258	47,5
11	1990	9,0	3,0	60,0	30,0	108,0	45,6	33,0	63,0	15,0	-	6,0	-	373	48,0
12	1991	-	36,0	78,0	12,0	27,0	66,0	72,0	6,0	27,0	3,0	-	-	327	43,7
13	1992	3,0	9,0	36,0	24,0	39,0	33,0	51,0	9,0	33,0	30,0	6,0	-	273	27,6
14	1993	6,0	54,0	57,0	9,0	-	72,0	21,0	42,0	24,0	6,0	-	3,0	294	51,4
15	1994	24,0	15,0	87,0	60,0	39,0	51,0	-	36,0	9,0	-	-	-	321	24,4
16	1995	24,0	15,0	87,0	60,0	45,0	39,0	54,0	12,0	-	3,0	6,0	-	345	26
17	1996	33,0	30,0	3,0	48,0	129	108,0	39,0	60,0	24,0	-	6,0	-	480	55,7
18	1997	24,0	36,0	66,0	54,0	78,0	6,0	-	111,0	15,0	3,0	3,0	12,0	408	42,5
19	1998	6,0	12,0	27,0	66,0	45,0	30,0	12,0	33,0	48,0	-	3,0	9,0	291	44,8
20	1999	24,0	24,0	75,0	60,0	87,0	87,0	51,0	6,0	3,0	-	-	12,0	429	41,7
21	2000	144,0	57,0	117,0	27,0	6,0	-	12,0	21,0	30,0	-	-	-	414	63,1
22	2001	6,0	18,0	177,0	45,0	42,0	150,0	3,0	66,0	21,0	-	-	-	528	112
23	2002	-	39,0	72,0	9,0	6,0	-	66,0	60,0	39,0	3,0	-	9,0	303	30,1
24	2003	-	33,0	75,0	75,0	69,0	48,0	6,0	63,0	15,0	-	-	-	384	32,2
25	2004	6,0	63,0	96,0	141,0	27,0	42,0	12,0	12,0	60,0	15,0	-	-	474	73,7
26	2005	11,2	43,2	101,0	40,3	108,0	64,4	10,2	24,0	92,1	3,1	-	-	498	72,4
27	2006	35,7	-	-	189,0	48,7	20,1	51,2	77,4	-	-	-	-	422	48,2
28	2007	32,9	68,4	62,5	22,3	27,9	5,8	16,3	4,4	14,7	6,2	4,1	-	266	32,3
29	2008	31,6	40,5	145,0	119,0	60,6	8,2	32,6	32,1	15,4	0,8	-	1,6	487	69,9
30	2009	15,1	2,7	18,7	34,8	44,3	42,7	44,7	37,3	11,6	0,4	-	16,4	269	28,2
<b>Pmoy</b>	18.2	27.9	68.1	56.8	48.2	45.8	30.6	33.0	24.2	3.8	2.4	3.1	362.8	52.5	18.2
<b>Pmoy [%]</b>	5.02	7.68	18.77	15.65	13.27	12.63	8.43	9.09	6.66	1.03	0.67	0.85	100	-	5.02
<b>Ecart-type</b>	28.0	23.6	54.5	44.3	33.4	34.0	23.8	26.1	22.5	6.9	5.5	5.4	84.4	30.0	28.0
<b>Cv</b>	1.54	0.85	0.80	0.78	0.69	0.74	0.78	0.79	0.93	1.83	2.25	1.75	0.23	0.57	1.54
<b>i,conf 80%</b>	6.67	5.60	12.95	10.54	7.94	8.07	5.66	6.21	5.35	1.64	1.30	1.29	20.06	7.13	6.67
	Min	0,0	0,0	0,0	9,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	234,0	23,7
	Max	144,0	87,0	243,0	189,3	129,0	150,0	84,0	111,0	92,1	30,0	27,0	18,0	528,0	176,3

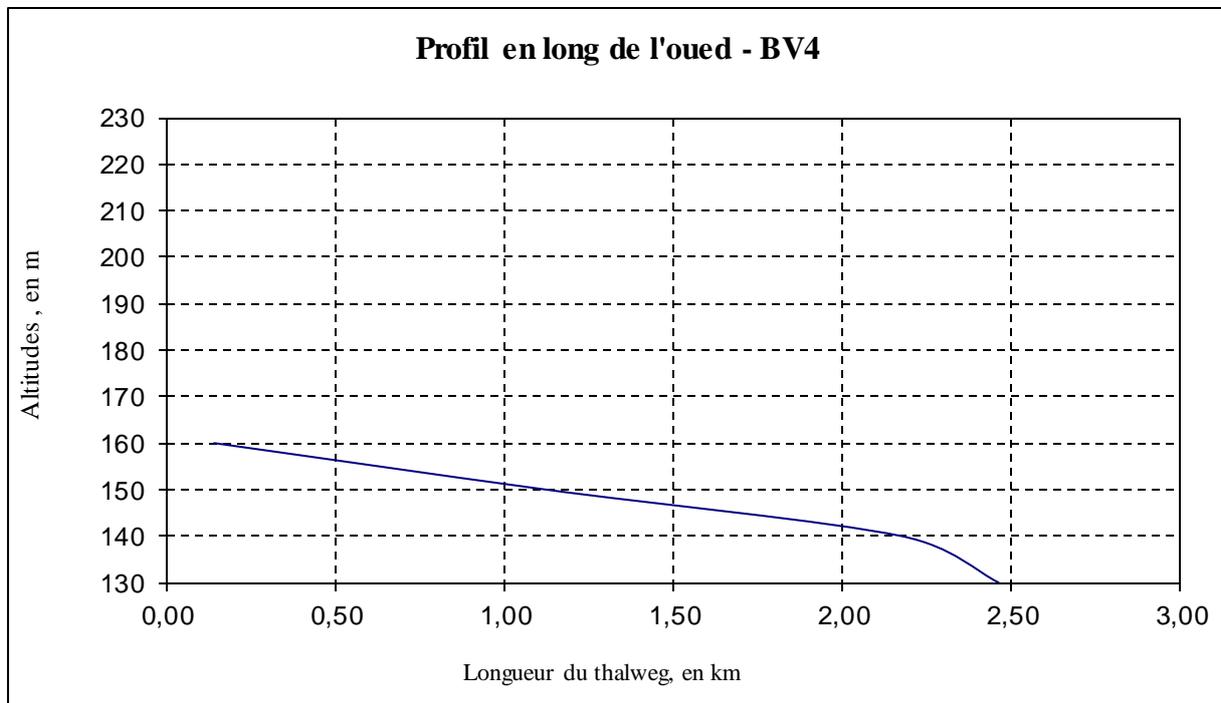
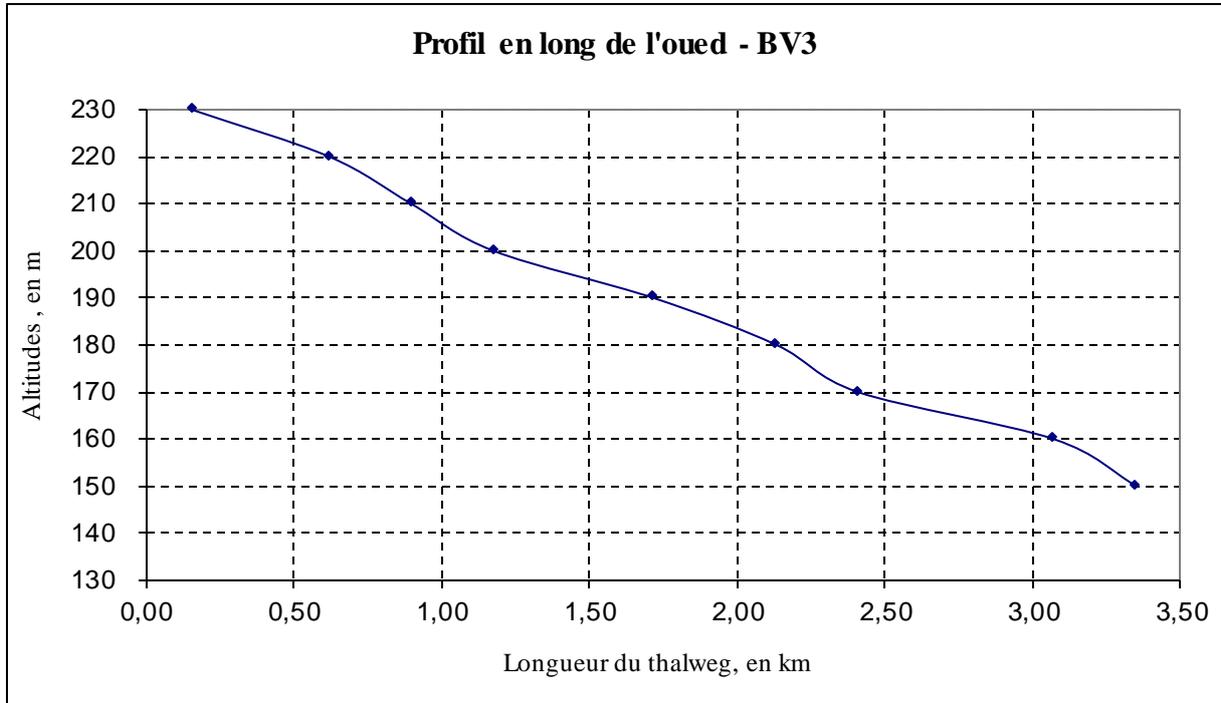
**Annexe 3: Courbe hypsométrique des BV**





**Annexe 4 : Profil en long des thalwegs**





**Annexe 5:** Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue [Klibacheve,1970]

Description du cours d'eau	$\gamma$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 - 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants boisés ou perméables. Moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales,	3,0 - 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues.	4,0 - 7,0

## Annexe

### Annexe 6 : Estimation financière des variantes

#### Tunnel 4.5 m

Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. Unitaire	Montant
<b>INSTALLATION DE CHANTIER</b>	FFT	1.00	1000000.00	1000000.00
<b>ETUDES</b>	FFT	1.00	2500000.00	2500000.00
<b>TERRASSEMENTS</b>				
Terrassement en grande masse en terrain de toute nature en surface	m <sup>3</sup>	1 780.97	700.00	1 246 678.13
Creusement en sous sol du tunnel à la machine	m <sup>3</sup>	40 368.63	1 500.00	60 552 937.50
Déblai en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	8,073.73	2 500.00	20 184 312.50
Evacuation des terres excédentaires en surface à la décharge public	m <sup>3</sup>	1 780.97	300.00	534 290.63
Evacuation des terres excédentaires en sous sol à la décharge public	m <sup>3</sup>	48 442.35	500.00	24 221 175.00
<b>SOUTÈNEMENT PROVISOIRE</b>				
Fourniture et pose de cintres métalliques HEB 200	U	3 400.00	158 819.67	539 986 875.45
Fourniture et pose de béton projeté sur la paroi du tunnel y compris treillis soudé	m <sup>3</sup>	4 403.85	28 000.00	123 307 800.00
<b>RETEVEMENT DEFINITIVE</b>				
Fourniture et pose de béton dosé à 400 Kg/m <sup>3</sup> y compris coffrage cylindrique métallique	m <sup>3</sup>	14 679.50	42 000.00	616 539 000.00
<b>PUITS D'AERATION</b>				
Forage de puits en terrain de toute nature de diamètre 1.4 m	ml	111.50	5000.00	557 500.00
Chemisage des puits d'aération avec du béton armé y compris coffrage et ferrailage	ml	111.50	20 000.00	2 230 000.00
Réalisation d'abris en surface pour puits d'aération en forme circulaire et de 2m de hauteur	U	8.00	400 000.00	3 200 000.00
<b>TOTAL EN HORS TAXES HT (D.A)</b>				<b>1 392 560 569.20</b>
<b>TAXE SUR LA VALEUR AJOUTEE TVA (17 %)</b>				<b>236 735 296.76</b>
<b>TOTAL EN TOUTES TAXES COMPRISES TTC (D.A)</b>				<b>1 629 295 865.96</b>

Annexe

**Tunnel de 2 m**

<b>Désignation des travaux</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>P. Unitaire</b>	<b>Montant</b>
<b>INSTALLATION DE CHANTIER</b>	FFT	1.00	1 000 000.00	1 000 000.00
<b>ETUDES</b>	FFT	1.00	2 500 000.00	2 500 000.00
<b>TERRASSEMENTS</b>				
Terrassement en grande masse en terrain de toute nature en surface	m <sup>3</sup>	721.22	700.00	504 853.13
Creusement en sous sol du tunnel à la machine	m <sup>3</sup>	16 347.63	1 500.00	24 521 437.50
Déblai en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	3 269.53	2 500.00	8 173 812.50
Evacuation des terres excédentaires en surface à la décharge public	m <sup>3</sup>	721.22	300.00	216 365.63
Evacuation des terres excédentaires en sous sol à la décharge public	m <sup>3</sup>	19 617.15	500.00	9 808 575.00
<b>SOUTÈNEMENT PROVISOIRE</b>				
Fourniture et pose de cintres métalliques HEB 200	U	3 400.00	158 819.67	539 986 875.45
Fourniture et pose de béton projeté sur la paroi du tunnel y compris treillis soudé	m <sup>3</sup>	2 802.45	28 000.00	78 468 600.00
<b>REVÈTEMENT DEFINITIVE</b>				
Fourniture et pose de béton dosé à 400 Kg/m <sup>3</sup> y compris coffrage cylindrique métallique	m <sup>3</sup>	9,341.50	42 000.00	392 343 000.00
<b>PUITS D'AERATION</b>				
Forage de puits en terrain de toute nature de diamètre 1.4 m	ml	111.50	5 000.00	557 500.00
Chemisage des puits d'aération avec du béton armé y compris coffrage et ferrailage	ml	111.50	20 000.00	2 230 000.00
Réalisation d'abris en surface pour puits d'aération en forme circulaire et de 2m de hauteur	U	8.00	400 000.00	3 200 000.00
<b>TOTAL EN HORS TAXES HT (D.A)</b>				<b>1 060 011,019.20</b>
<b>TAXE SUR LA VALEUR AJOUTEE TVA (17 %)</b>				<b>180 201 873.26</b>
<b>TOTAL EN TOUTES TAXES COMPRISES TTC (D.A)</b>				<b>1 240 212 892.46</b>

Annexe

**Réseaux projeté**

	unité	Quantité	P. unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	2687.13609	6000	16 122 816.6
Béton dosé à 400Kg/m3	m <sup>3</sup>	6785.07123	16000	108 561 140.00
Coffrage plan	m <sup>2</sup>	30041.8289	800	24 033 463.2
Aciers pour armatures	Kg	214970.888	120	25 796 506.5
Total HT (DA)		174 513 925.90		
Terrassement en grande masse	m <sup>3</sup>	23741.6783	400	9 496 671.33
Déblai pou ancrage de l'ouvrage	m <sup>3</sup>	4748.3357	600	284 9001.4
Evacuation des terres excédentaires	m <sup>3</sup>	14245.00699	280	3 988 601.958
Remblai autour de l'ouvrage	m <sup>3</sup>	16619.17483	350	5 816 711.20
Total HT (DA)		22 150 985.87		
		Total HT (DA)		
		196 664 911.82		
		Total TTC (DA)		
		<b>230 097 946.83</b>		

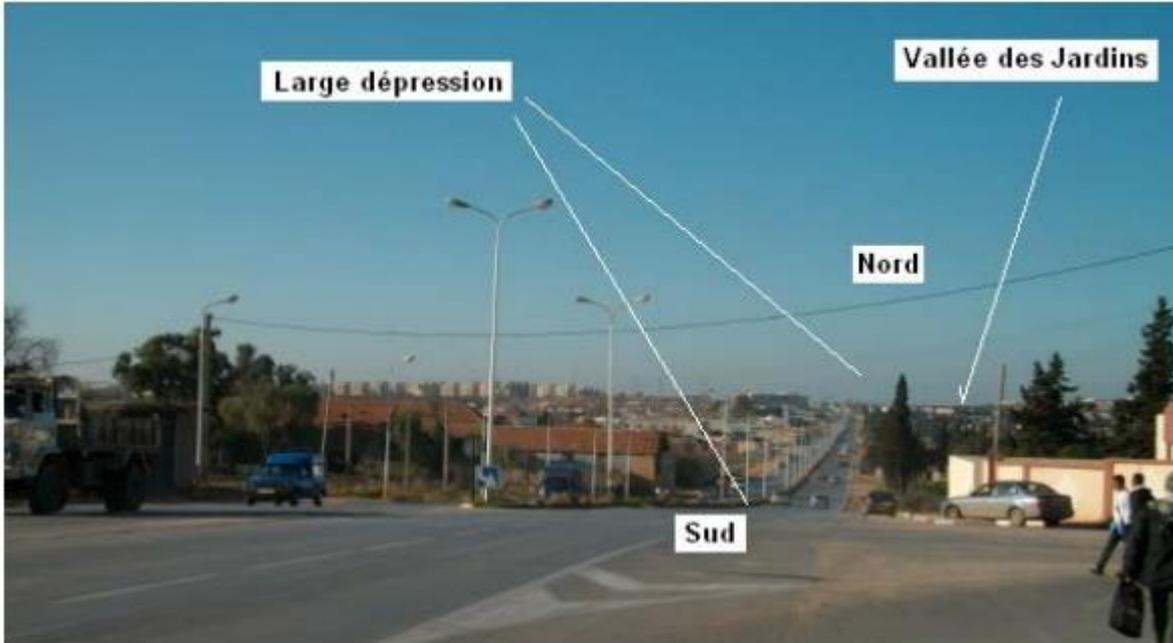
**Bassin d'orage de capacité de 20000m<sup>3</sup>**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m <sup>3</sup>	20 000.00	1 500.00	30 000 000.00
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	613.18	4 500.00	2 759 328.00
3	Exécution des talus	m <sup>2</sup>	67 132.80	100.00	6 713 280.00
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m3	m <sup>3</sup>	1 532.96	25 000.00	38 324 000.00
	<i>TOTAL EN HORS TAXE (DA)</i>				77 796 608.00
	<i>TVA 17 % (DA)</i>				13 225 423.36
	<i>TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)</i>				<b>91 022 031.36</b>

**Bassin d'orage de capacité de 15000m<sup>3</sup>**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m3	15 000.00	1 500.00	22 500 000.00
2	Béton de propreté	m3	580.70	4 500.00	2 613 168.00
3	Exécution des talus	m <sup>2</sup>	34 678.80	100.00	3 467 880.00
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m3	m3	1 451.76	25 000.00	36 294 000.00
	<i>TOTAL EN HORS TAXE (DA)</i>				64 875 048.00
	<i>TVA 17 % (DA)</i>				11 028 758.16
	<i>TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)</i>				<b>75 903 806.16</b>

Annexe 7 : Vue panoramique sur la vallée des jardins



:



L'entrée de la galerie  
existante  $0,86 \text{ m}^3/\text{s}$