



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

#### THEME :

ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES  
INNONDATIONS DE LA ZONE OUEST DE VILLE DE  
L'EULMA

#### Présenté par :

BOUCHILAOUN Yacine Hani

#### Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	MCA	Président
S. TOUMI	MCB	Examineur
A. ADDOU	MAA	Examineur
M. BOUZIANE	MAA	Examineur
ZEROUAL AYOUB	MCA	Promoteur

## *Dédicace*

*A mes très chers parents*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai jamais vous remercier comme il se doit. Votre affection me couvre, votre bienveillance me guide et votre présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

*A ma plus douce grand-mère Nana ALDJIA qui m'était toujours une source d'affection et de gentillesse*

*A mes très chères sœurs et frères ainsi qu'à mes beaux-frères.*

*A toute ma famille*

*A mes amis qui étaient toujours présents à mes côtés.*

## **REMERCIEMENT**

En ce préambule à ce mémoire, mes remerciements s'adressent à dieu qui m'a donné le courage, la patience et la volonté d'étudier et de terminer ce modeste travail.

Je veux rendre hommage particulier à mon encadrant Mr. ZEROUAL Ayoub pour son soutien, son encouragement, sa disponibilité, ses conseils précieux et fructueux, tout au long de l'élaboration de ce projet de fin d'étude, ainsi que pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans lesquels ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

J'exprime de même ma gratitude aux membres du jury qui ont bien voulu m'honorer de leur présence d'évaluer mon travail. Un grand merci à toutes les personnes qui m'ont soutenues de près ou de loin au cours de la réalisation de ce modeste travail.

J'adresse aussi mes remerciements à tous les professeurs qui m'ont accompagné durant toutes ces cinq années.

## ملخص

يتعلق عملنا هذا في مكافحة الفيضانات في المنطقة الغربية لمدينة العلة بولاية سطيف التي تتسبب فيها الوديان التالية "واد عبد الرحايم, واد القلة الزرقاء, واد قلة الخمامسة, واد عين جنبة. تمثل هذه الظاهرة خطرا كبيرا على السكان وعلى جميع المزارعين وهذا يقودنا إلى اقتراح نظام تهيئة الأودية. في هذا السياق، استخدمنا العديد من الدراسات. أولاً، قمنا بدراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتحديد كمية التدفق. ثم دراسة طبوغرافية وهيدروليكية للمحاكاة باستخدام برنامج HEC-RAS. وأخيراً وصف لخيارات التطوير المقترحة لاختيار الحل الأنسب من الناحية الفنية والاقتصادية. الكلمات المفتاحية: فيضانات، أمطار، حماية، المشاريع المائية.

## Résumé

Notre travail porte sur la lutte contre les inondations de la zone ouest de la ville d'El Eulma wilaya de Sétif causé par les différents oueds « ABDERHAIME, GELTA EL ZARGA, GELTA KHEMAMSSA, et AIN DJENBA ». Ce phénomène présente un grand danger aux habitants et sur tous pour les agriculteurs cela nous conduit à proposer un système d'aménagement des cours d'eau. Dans ce cadre nous avons eu recours a plusieurs disciplines. En premier lieu nous avons établi une étude hydrologique pour l'analyse des précipitations et la quantification des débits. Ensuite une étude topographique et hydraulique pour la simulation avec le logiciel HEC-RAS. Et enfin une description des variantes d'aménagement proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adapté d'un point de vue technico-économique.

Mots clés : Inondation, Précipitation, Protection, Aménagement, Etude hydrologique.

## Abstract

Our work focuses on the protection against floods the western zone of the town EL EULMA Wilaya of Sétif. These floods are caused by the different wadis "ABDERHAIME, GELTA EL ZARGA, GELTA KHEMAMSSA, and AIN DJENBA". This phenomenon presents a great danger to the inhabitants and especially to the farmers, that led us to propose a system of landscaping of the rivers. In this context, we have used several disciplines. First, we have established a hydrological study for the analysis of precipitations and the quantification of flows. Then, a topographic and hydraulic study for the simulation with the HEC-RAS software. And finally, the description of the proposed landscaping options to choose the most suitable one based on a technical and economic point of view.

Key words: Inundation, Precipitation, Protection, Land scaping, hydrological study.

# SOMMAIRE

## CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

Introduction générale.....	2
Introduction .....	4
I.1. Les inondations .....	4
I.2. Les crues .....	4
I.3. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau .....	4
I.3.1. Lit d'un cours d'eau .....	4
I.3.2. Rive – berge .....	6
I.3.3. Alluvions et substratum.....	6
I.3.4. Ripisylve.....	6
I.4. Types d'inondations.....	6
I.4.1. Les inondations à monter lente dans les régions plaines.....	6
I.4.2. Les inondations par crue torrentielle .....	7
I.4.3. L'inondation par ruissellement pluvial en milieu urbain .....	8
I.4.4. L'inondation par submersion marine .....	8
I.5. Les causes des inondations en Algérie.....	9
I.5.1. Perturbations météorologiques .....	9
I.5.2. Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières.....	9
I.5.3. Un environnement topographique défavorable .....	9
I.6. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2019) (Yahiaoui, 2012)..	10
I.7. Les inondations dans la zone d'étude .....	15
Conclusion.....	15

## CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Introduction .....	17
II.1. Situation Géographique .....	17
II.2. Géomorphologie .....	18
II.2.1. Topographie et Relief .....	18
II.2.2. Géologie.....	19
II.3. Situation Climatique .....	21
II.3.1. Précipitations.....	21
II.3.2. Température .....	22

II.3.3. Gelée .....	22
II.3.4. Les vents .....	22
II.4. Situation Hydrographique.....	23
II.5. Vocation de la commune d'El Eulma.....	23
Conclusion.....	23

### **CHAPITRE III : Etude Hydrologique**

Introduction .....	24
III.1. Caractéristiques principales du bassin versant .....	24
III.1.1. Bassin versant .....	24
III.1.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versa .....	24
III.1.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant .....	26
III.1.1.3. Le relief.....	27
III.1.1.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants .....	35
III.2. Etude des précipitations.....	41
III.2.1. Pluviométrie.....	41
III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin .....	41
III.2.1.2. Estimation de la pluie max journalière .....	42
III.2.2. Etude des apports .....	48
III.3. Etude des crues .....	54
III.3.1. Détermination des débits maximums fréquentiels.....	54
III.3.1.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques .....	54
a. Formule de Mallet-Gauthier.....	54
b. Formule de TURZZA .....	54
c. Formule de SOKOLOVSKY .....	55
III.3.1.2. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX .....	56
III.3.2. Hydrogrammes de crue .....	61
III.3.3. Choix de la crue de projet.....	65
III.4. Etude des apports solides .....	65
Conclusion.....	65

### **CHAPITRE IV : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé**

Introduction .....	69
IV.1. Généralités (Graf et al, 1993).....	69
IV.1.1. Ecoulement à surface libre .....	69

IV.1.2. Canaux à ciel ouvert .....	69
IV.1.3. Types d'écoulement .....	70
IV.1.4. Régime d'écoulement.....	72
IV.2. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé.....	74
IV.2.1. Etat des oueds de la zone d'études .....	74
IV.2.2. Modélisation de l'écoulement .....	75
IV.2.2.1. Présentation du logiciel Hec-Ras.....	75
IV.2.2.2. Etapes de simulation par HEC-RAS.....	75
IV.3. Les zones inondables.....	83
Conclusion.....	83

## **CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement**

Introduction .....	86
V.1. Principe d'aménagement .....	86
V.1.1. Les différents types d'aménagements.....	86
V.1.1.1. Reprofilage.....	86
V.1.1.2. Curage .....	86
V.1.1.3. Protection des berges .....	86
V.1.1.4. Réalisation des canaux .....	86
V.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux .....	86
V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement .....	88
V.1.3.1. La pente du projet .....	88
V.1.3.2. Le coefficient de rugosité.....	88
V.1.3.3. . Revanche des canaux .....	88
V.2. Etude des variantes .....	88
V.2.1. Canal trapézoïdal en béton armé.....	88
V.2.1.1. Dimensionnement .....	88
V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement .....	89
V.2.1.3. Estimation du coût de la variante.....	92
V.2.2. Canal mixte Gabion et béton armé .....	92
V.2.2.1. Dimensionnement .....	93
V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement.....	93
V.2.2.3. Estimation du coût de la variante.....	95
V.3. Choix de la variante d'aménagement .....	95
V.3.1. Critères d'évaluation.....	95
V.3.2. La variante choisit.....	95

Conclusion.....	95
-----------------	----

## **CHAPITRE VI : Organisation de chantier**

Introduction .....	97
VI.1. Généralité .....	97
VI.1.1. Les intervenant au chantier.....	97
VI.1.1.1. Maitre de l'ouvrage.....	97
VI.1.1.2. Maitre de l'ouvre .....	97
VI.1.1.3. Entrepreneur .....	97
VI.1.2. Les engins utilisés .....	97
VI.2. Devis quantitatif et estimatif du projet.....	98
VI.3. Planification .....	99
VI.3.1. Définition.....	99
VI.3.2. Techniques de la planification (BENLAOUKLI ,2004) .....	99
VI.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau .....	99
VI.3.2.2. Les étapes de la planification.....	100
VI.3.2.3. Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004) .....	101
VI.3.2.4. Diagramme de Gantt.....	102
VI.3.3. Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	102
Conclusion .....	102
Conclusion générale .....	103

# Liste des tableaux

## CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II. 1 Précipitations moyennes mensuelles de la période (2009-2010).....	22
Tableau II. 2 Températures moyennes mensuelles de la période (2009-2010).....	22
Tableau II. 3 Gelée annuelle de la période (2009-2010).....	22

## CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Tableau III. 1 Caractéristiques morphologiques des sous bassins .....	27
Tableau III. 2 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 1.....	29
Tableau III. 3 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 2.....	29
Tableau III. 4 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 3.....	30
Tableau III. 5 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 4 .....	31
Tableau III. 6 Les résultats de calcul d'altitude des quatre sous bassin .....	32
Tableau III. 7 Les résultats de calcul des indices de pente des quatre sous bassin .....	33
Tableau III. 8 L'indice de drainage des quatre sous bassin.....	37
Tableau III. 9 La densité hydrographique des quatre sous bassin.....	37
Tableau III. 10 La densité hydrographique des quatre sous bassin.....	38
Tableau III. 11 Le temps de concentration des quatre sous bassin .....	39
Tableau III. 12 Le temps de concentration des quatre sous bassin .....	39
Tableau III. 13 La pente moyenne du cours d'eau des quatre sous bassin.....	40
Tableau III. 14 Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant.....	40
Tableau III. 15 Coordonnées de la station pluviométrique de FERMATOU .....	41
Tableau III. 16 Répartition des pluies moyennes mensuelles .....	41
Tableau III. 17 Pluies maximales journalières prise de la station 150601 .....	42
Tableau III. 18 Caractéristiques de la série pluviométrique.....	42
Tableau III. 19 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	43
Tableau III. 20 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon .....	44
Tableau III. 21 Résultat de l'ajustement à la loi Log-Normal.....	45
Tableau III. 22 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon .....	46
Tableau III. 23 Comparaison des caractéristiques des lois. ....	46
Tableau III. 24 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités ...	47
Tableau III. 25 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule DERIE II.....	49
Tableau III. 26 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule ANRH.....	49
Tableau III. 27 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule Algérienne .....	49
Tableau III. 28 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule MEDINGUER .....	50
Tableau III. 29 Résultats de calcul pour des erreurs pour le choix des apports .....	50
Tableau III. 30 Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals.....	50
Tableau III. 31 Lamme d'eau écoulée de chaque sous bassin.....	51
Tableau III. 32 Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin .....	52
Tableau III. 33 Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY .....	52
Tableau III. 34 Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV.....	53

Tableau III. 35 Coefficient de variation avec la formule Algérienne .....	53
Tableau III. 36 Coefficient de variation des quatre sous bassin.....	53
Tableau III. 37 Récapitulatif des débits maximums de crue des quatre sous bassins par les différentes formules .....	55
Tableau III. 38 Les débits maximums de crue des quatre .....	56
Tableau III. 39 Débits de pointe par la méthode GRADEX .....	60
Tableau III. 40 Débits de pointe optée .....	60
Tableau III. 41 Débits des quatre sous bassins calculés par la méthode GRADEX .....	60
Tableau III. 42 Les valeurs des débits de pointe optées .....	61
Tableau III. 43 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	62
Tableau III. 44 Valeurs des débits de crues en fonction du temps .....	63
Tableau III. 45 Crue de projet recommandé .....	65
Tableau III. 46 Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevé ....	66
Tableau III. 47 Apport solide des quatre sous bassins par la méthode TEXERONT .....	66
Tableau III. 48 Apport solide des quatre sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie .....	67

### **CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement**

Tableau V. 1 Valeurs de coefficient de rugosité .....	88
Tableau V. 2 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé) .....	89
Tableau V. 3 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.....	89
Tableau V. 4 Devis de la variante (canal en béton armé).....	92
Tableau V. 5 Dimensions de l'aménagement (canal mixte).....	93
Tableau V. 6 Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion. ....	93
Tableau V. 7 Dimensions de l'aménagement (canal mixte).....	95
Tableau VI. 1 Engins utilisés .....	98
Tableau VI. 2 Le devis des différents travaux de l'aménagement des oueds de la zone d'étude.....	98
Tableau VI. 3 Liste des opérations avec leurs durées .....	103
Tableau VI. 4 Succession des taches.....	104

# Liste des figures

## CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

Figure I. 1 Niveau des crues au niveau des lits de l'oued .....	4
Figure I. 2 Lit mineur .....	5
Figure I. 3 Lit moyen .....	5
Figure I. 4 Lit majeur .....	6
Figure I. 5 inondations à monter lente dans les régions plaines .....	7
Figure I. 6 inondations par crue torrentielle.....	7
Figure I. 7 inondations par ruissellement pluvial en milieu urbain .....	8
Figure I. 8 Inondations par submersion marine .....	9
Figure I. 9 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 .....	13
Figure I. 10 Inondations à Tébessa septembre 2018.....	13
Figure I. 11 Inondations à Constantine septembre 2018.....	14
Figure I. 12 Inondations à Constantine septembre 2019.....	14

## CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Figure II. 1 Frontière de la commune d'El Eulma.....	17
Figure II. 3 Vue satellitaire de la zone d'étude.....	18
Figure II. 4 Topographie de la zone d'étude .....	18
Figure II. 5 Carte géologique de la région de Sétif.....	19
Figure II. 6 Légende de la carte géologique de la wilaya de Sétif .....	20

## CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Figure III. 1 Bassin Versant d'Oued Smara.....	25
Figure III. 2 Carte hypsométrique du sous bassin de l'oued Smara .....	28
Figure III. 3 Courbe hypsométrique du sous bassin 1 .....	29
Figure III. 4 Courbe hypsométrique du sous bassin 2 .....	30
Figure III. 5 Courbe hypsométrique du sous bassin 3 .....	30
Figure III. 6 Courbe hypsométrique du sous bassin 4 .....	31
Figure III. 7 Courbe de niveau du bassin versant de l'oued Smara .....	34
Figure III. 8 Carte hydrographique du bassin versant de l'oued Smara .....	36
Figure III. 9 Répartition mensuelle des précipitations.....	41
Figure III. 10 Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	44
Figure III. 11 Représentation graphique de la loi Log Normal.....	45
Figure III. 12 Courbe de pluie courte durée de déférentes fréquences .....	48
Figure III. 13 Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	58
Figure III. 14 Graphe de la méthode de GRADEX .....	59
Figure III. 15 Hydrogramme de crue de la zone d'étude.....	63
Figure III. 16 Hydrogramme de crue du sous bassin 1 .....	64
Figure III. 17 Hydrogramme de crue du sous bassin 2 .....	64
Figure III. 18 Hydrogramme de crue du sous bassin 3 .....	64
Figure III. 19 Hydrogramme de crue su sous bassin 4.....	65

## CHAPITRE IV : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Figure IV. 1 Canal naturel .....	69
Figure IV. 2 Canaux artificiels à ciel ouvert.....	70
Figure IV. 3 Schéma d'un écoulement permanent.....	71
Figure IV. 4 Schéma d'un écoulement non permanent.....	71
Figure IV. 5 Schéma illustrant les différents types d'écoulements .....	72
Figure IV. 6 Passage du régime fluvial au régime torrentiel .....	73
Figure IV. 7 Oued ABDERHAIME	Figure IV. 8 Oued GUELTA ZARGA
.....	74
Figure IV. 9 Pont sur la rue national N°77 .....	75
Figure IV. 10 Les profils en travers des oueds de la zone de SMARA .....	76
Figure IV. 11 Vue en Plan en 3D d'Oued GUELTA ZARGA, après la simulation.	77
.....	77
Figure IV. 12 Profil en long d'Oued GUELTA ZARGA, après la simulation. ....	77
Figure IV. 13 Vue en Plan en 3D d'Oued AIN DJENBA, après la simulation. ....	78
Figure IV. 14 Profil en long d'Oued AIN DJENBA, après la simulation. ....	78
Figure IV. 15 Vue en Plan en 3D d'Oued GUELTA KHMAMSA, après la simulation. ....	79
Figure IV. 16 Profil en long d'Oued GUELTA KHMAMSA, après la simulation. ....	79
Figure IV. 17 Vue en Plan en 3D d'Oued ABDRAHAIME, après la simulation.....	80
Figure IV. 18 Profil en long d'Oued ABDRAHAIME, après la simulation.....	80
Figure IV. 19 Section en travers S0 d'oued GUELTA ZARGA.....	81
Figure IV. 20 Section en travers S0 d'oued AIN DJENBA .....	81
Figure IV. 21 Section en travers S0 d'oued GUELTA KHEMAMSA .....	82
Figure IV. 22 Section en travers S0 d'oued ABDRAHAIME .....	82
Figure IV. 23 Les zones inondables.....	83

## CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement

Figure V. 1 Différentes formes de canaux .....	87
Figure V. 3 Géométrie des sections immergés dans un canal.....	87
Figure V. 4 Section du profil .....	90
Figure V. 5 Section du profil 4 .....	91
Figure V. 6 Section du profil 6 .....	91
Figure V. 7 Coupe en travers d'un canal en gabion.....	92
Figure V. 8 Section en travers de l'oued aménager ABDRAHMAIN .....	94
Figure V. 9 Section en travers de l'oued aménager GUELTA ZARGA.....	94

## CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Figures VI. 1 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM. ....	105
Figures VI. 2 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM. ....	106

## Liste des planches

**Planche n°1** : Vue en plan de la zone ouest de la ville d'El Eulma, commune El Eulma (W. Sétif).

**Planche n°2** : Profil en long des oueds GUELTA ZARGA et GUELTA KHMAMSA (W. Sétif).

**Planche n°3** : Profil en long des oueds AINDJENBA et ABDRAHAIME (W. Sétif).

**Planche n°4** : Sections en travers des oueds GUELTA ZARGA, GUELTA KHAMSA, AIN DJENBA et ABD RAHAIM (W. Sétif)

**Planche n°5** : La délimitation des zones inondables (W. Sétif)

**Planche n°6** : Planning des travaux d'aménagement des oueds GUELTA ZARGA, GUELTA KHMAMSA, AIN DJENBA et ABDRAHAIM (W. Sétif)

# **Introduction générale**

## Introduction Générale

L'eau peut être une source bénéfique comme elle peut être une source de problèmes. Elle présente des situations de paradoxe, d'une part de pénuries et d'une autre part les inondations ces derniers sont un risque majeur sur le territoire national et dans le monde entier.

Classées au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, les inondations entraînent la mort d'environ 500 000 personnes dans le monde par an (BACHI,2011), la destruction des villes et des villages, la propagation des maladies dangereuses et le gel de toute activité contribuant au développement des différents secteurs économiques et sociaux.

L'Algérie, de sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbas en 2006, de Ghardaïa en 2008 et El Bayadh en 2011, et récemment à Annaba, Tébessa, et Constantine, sont des cas réels de catastrophes en absence de solutions techniques qui peuvent y faire face.

Les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leurs ampleurs et leurs occurrences imprévisibles.

Notre étude s'inscrit dans ce sens, du fait que la zone ouest de la ville d'El Eulma est traversée par plusieurs oueds qui sont à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses. L'objet du travail sera donc l'aménagement des oueds situé à la zone d'étude, pour cela nous avons fait l'estimation des débits fréquentielles de crue, l'identification des zones inondables, la modélisation hydraulique en utilisant le logiciel HEC Ras, et à la fin une recherche des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira le mieux adapté pour la protection des zones urbaines et extra urbaines.

**Chapitre I :**  
**Généralité sur les inondations**

## CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

### Introduction

Le phénomène des inondations est un des risques de catastrophes naturelles le plus répandu dans le monde. Par conséquent, l'Algérie en fait partie. Dernièrement plus de sept cents sites à risque d'inondation ont été identifiés sur tout le territoire national.

### I.1. Les inondations

Une inondation est la submersion temporaire, rapide ou lente d'un espace par des eaux douces ou salées, suite à un débordement direct ou indirect d'eau, un ruissellement important ou les conséquences de la rupture d'un ouvrage.



Figure I. 1 Niveau des crues au niveau des lits de l'oued

Source : smmar.org

### I.2. Les crues

La crue correspond à l'augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau suite à de fortes pluies ou une fonte de neige. Elle est caractérisée par son hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. D'où la partie montante de cet hydrogramme représente « la crue », et la partie descendante étant « la décrue ». Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume.

### I.3. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

#### I.3.1. Lit d'un cours d'eau

Le lit d'un cours d'eau est en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle un courant d'eau s'écoule gravitairement.

On distingue trois types de lits :

- le lit mineur limité par des berges
- le lit majeur occupé temporairement par les eaux débordantes

- le lit moyen entre les deux lits précédents.

#### a. Lit mineur

On appelle lit mineur, le chenal apparent limité par des berges franches dans lequel s'écoulent les basses eaux et le débit moyen annuel.



Figure I. 2 Lit mineur

Source : georisques.gouv.fr

#### b. Lit moyen

Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes.



Figure I. 3 Lit moyen

Source : georisques.gouv.fr

#### c. Lit majeur

Le lit majeur d'un cours d'eau est la zone d'expansion des crues exceptionnelles dont la période de retour est de l'ordre de cent ans. Il s'agit donc des zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres.



**Figure I. 4** Lit majeur

Source : georisques.gouv.fr

### **I.3.2. Rive – berge**

Une berge est le talus incliné plongeant dans l'eau qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

### **I.3.3. Alluvions et substratum**

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (grés, marnes...).

### **I.3.4. Ripisylve**

C'est la formation végétale naturelle abondante et variée située sur la rive. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit.

## **I.4. Types d'inondations**

### **I.4.1. Les inondations à monter lente dans les régions plaines**

Cette inondation concerne la montée progressive du niveau de l'eau dans les cours d'eau qui, au bout d'une période relativement longue sort de son lit mineur et inonde les plaines environnantes. Cette inondation concerne les terrains bas, et la durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.

Le débordement dans les zones plaines est comme suit :

Le débordement direct d'un cours d'eau dans son lit majeur, suite à des épisodes de fortes précipitations ou à la fonte des neiges hivernales (ce sont les crues).

Le débordement indirect d'une réserve d'eau (de surface ou souterraine) suite à la remontée des nappes phréatiques ou bien d'eaux à travers les canalisations.



**Figure I. 5** inondations à monter lente dans les régions plaines

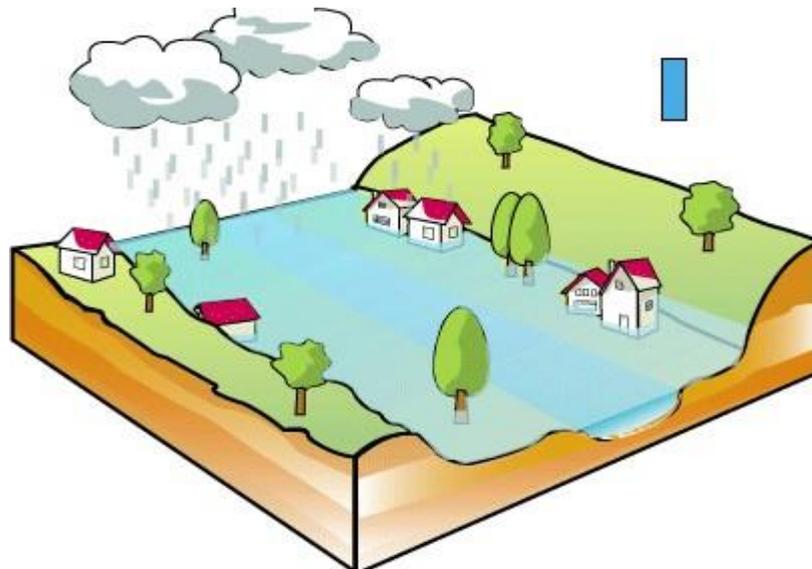
Source : unblog.fr

#### **I.4.2. Les inondations par crue torrentielle**

On appelle inondation par crue torrentielle un phénomène pluvial intense tombant sur un bassin versant. L'eau de ruissèlement remplit le cours d'eau et occasionne des crues rapides, brutales et violentes.

Elles se produisent sur une période inférieure à 12 heures, ce qui rend la prévention très difficile. Le cours d'eau peut transporter de grandes quantités de flottants comme des branches, ou des déchets ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées.

Ce phénomène se rencontre dans les zones montagneuses (pente importante), mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité.



**Figure I. 6** inondations par crue torrentielle

Source : unblog.fr

### I.4.3. L'inondation par ruissellement pluvial en milieu urbain

L'imperméabilisation du sol dû aux aménagements (bâtiments, routes, parkings...) limite l'infiltration de l'eau dans le sol et accentue le ruissellement. Ceci occasionne la saturation du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues. Lorsque ce dernier se produit en milieu urbain, on appelle cela le ruissellement urbain. Il s'agit d'un phénomène fréquent dans le Gard où, à l'issue de fortes précipitations sur des petits bassins versants, les cadereaux sont à sec, se gorgent vite et quittent rapidement leur lit.



Figure I. 7 inondations par ruissellement pluvial en milieu urbain

Source : unblog.fr

### I.4.4. L'inondation par submersion marine

Cette inondation concerne le niveau de la mer qui, lors de conditions météorologiques extrêmes (associant dépressions atmosphériques, vents violents, fortes houles, phénomènes marégraphiques et tempêtes) s'élève considérablement et inonde les zones côtières. Cette inondation peut aussi être déclenchée par des séismes sous-marins qui peuvent entraîner un tsunami selon sa magnitude.



Figure I. 8 Inondations par submersion marine

Source : unblog.fr

## **I.5. Les causes des inondations**

### **I.5.1. Perturbations météorologiques**

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifiés liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales. Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévéres" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90. (Yahiaoui & Touaibia, 2012).

Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc... (Yahiaoui & Touaibia, 2012).

### **I.5.2. Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières**

Depuis quatre décennies, les villes algériennes connaissent une poussée démographique due à l'exode rural. Cet afflux massif des populations vers les villes a entraîné une extension urbaine et une densification du tissu urbain. Les populations issues de ce phénomène sont confrontées au problème de logement, bien social, dont l'Etat n'arrive pas à définir une véritable politique afin de donner à chaque Algérien un cadre de vie idéal. Face à cette situation, les populations, à majorité des classes sociales défavorisées, se livrent à l'auto construction occupant des espaces instables (fonds de Oueds), où les systèmes d'assainissement sont inexistantes ou ne répondent pas fonctionnellement et quantitativement au défi de l'urbanisation. (Yahiaoui, 2012).

Le nombre de constructions dans les zones inondables dans toutes les wilayas du pays est remarquable ou on trouve 14545 quartiers plus Merdja et Baraki dans la wilaya d'Alger, 06 cités pour la wilaya d'Oran, 1261 constructions dans la wilaya de Sétif, et 30 cités et quartiers dans la wilaya de Annaba (Yahiaoui, 2012).

### **I.5.3. Un environnement topographique défavorable**

Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

## I.6. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2019) (journal El Watan, 1971-2019)

Dans ce qui suit un aperçu des inondations survenues en Algérie au cours de ces quarante dernières années de 1971 à 2019.

Voici les dommages des crues et des inondations en Algérie durant cette période :

- 12 octobre 1971 : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- 27 au 29 mars 1973 : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
- 28 au 31 mars 1974 : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- 01 septembre 1980 : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- 11 novembre 1982 : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- 22 août 1983 : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- 03 février 1984 : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants. Les répercussions sont les suivantes :
  - - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
  - - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
  - - Skikda : 8000 habitations envahies.
  - - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
  - - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
  - - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
- 29 décembre 1984 au 01 janvier 1985 : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.

- 05 juillet 1987 : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
- 01 septembre 1989 : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- 03 juin 1991 : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- 26 et 27 janvier 1992 : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.
- 29 septembre au 02 octobre 1994 : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causant des dégâts importants :
  - -Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
  - - Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
  - - Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
  - -Tissemsilt : neuf morts enregistrés.
  - -Sidi Bel Abbès : deux morts.
- 4 avril 1996 : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.
- 14 janvier 1999 : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs disparus.
- 28 septembre 2000 : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- 24 octobre 2000 : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla ont causé la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants dégâts matériels à Theniet El Had.
- 9 et 10 novembre 2001 : L'inondation spectaculaire sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- 1 et 2 octobre 2008 : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m<sup>3</sup>/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- 01 octobre 2011 : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à ElBayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued, telle que les inondations de la

ville d'El Bayadh avec 60 mm de pluie enregistrées entre 17 :00 et 18 :00 et des pertes humaines (11 victimes, 01 fillette disparue, 34 blessés) avec des dégâts importants (destruction de l'ensemble des habitations précaires situées à proximité de l'oued, 02 passerelles et plusieurs tronçons de routes ont été emportés), les dégâts matériels occasionnés par cette catastrophe meurtrière sont estimés à près de 600 milliards de centimes par le wali d'El Bayadh.

- 02 septembre 2013 : Les fortes pluies qui se sont abattues ont provoqué des dégâts importants dans certaines communes de la wilaya de Khenchela, notamment Remila et Taouzianet, où trois enfants ont été emportés par les eaux. Dans cette région, des champs de melon, de tomate, d'oignon, et des arbres fruitiers ont été endommagés.
- 29 Aout 2015 : Une personne est portée disparue, 70 autres évacuées et plus d'une quarantaine de maisons ont été inondées à la suite des fortes chutes de pluie enregistrées durant ces dernières 48 heures, dans la wilaya de Khenchela, précisément dans les communes de Babar et Ouled Rechache, selon une source proche de la Protection civile de Khenchela.
- 14 septembre 2016 : De fortes pluies se sont abattues, dans les communes de Chechar et Djellal, au sud de la wilaya de Khenchela, causant des inondations dévastatrices qui ont engendré des dégâts matériels considérables, et la disparition d'une personne.
- 14 septembre 2018 : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues, sur la ville de Tébessa, atteignant les 50 mm, ont provoqué le débordement de l'oued Nagues, causant d'importants dégâts matériels et la fermeture de plusieurs axes routiers. Plusieurs personnes ont été blessées, des maisons ont été envahies par la boue et des affaissements ont été enregistrés. Un enfant de 5 ans a été emporté par les crues. Il a été retrouvé mort.
- 22 septembre 2018 : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues pendant une heure, sur la ville de Constantine ont pu provoquer l'inondation de la ville où 11 personnes ont été blessés et deux personnes ont été trouvées mortes.
- 26 janvier 2019 : Les intempéries qu'a connues la wilaya d'Annaba ont causé la mort de trois personnes.



**Figure I. 9** Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001

(Source : journal El-WATAN)



**Figure I. 10** Inondations à Tébessa septembre 2018

(Source : journal El-WATAN)



**Figure I. 11** Inondations à Constantine septembre 2018

(Source : journal El-WATAN)



**Figure I. 12** Inondations à Constantine septembre 2019

(Source : journal El-WATAN)

**I.7. Les inondations dans la zone d'étude**

Le réseau hydrographique est bien développé dans la région concerné un épandage au milieu des terres agricoles, et cela pose un problème d'inondation énorme aux agriculteurs et aux habitants de la région S'MARA après chaque forte précipitation.

**Conclusion**

La problématique des crues et des inondations en Algérie est la conséquence des pluies torrentielles exceptionnelles. Ces phénomènes naturels conduisent à des dégâts matériels et humains, ce qui fait que la diminution du danger engendré par ces phénomènes est obligatoire, cela est à travers la description du régime des crues d'un bassin versant qui nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, ainsi qu'une analyse statique qui permet de connaître la nature du régime et le débit de pointe donc le débit de dimensionnement des différents aménagements sur un cours d'eau.

**Chapitre II :**  
**Présentation de la zone d'étude**

## CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

### Introduction

Ce chapitre a comme but la description générale du bassin versant de la zone d'étude afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, qui sont indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eaux.

### II.1. Situation Géographique

La commune d'El Eulma est située dans les hauts plateaux sétifiens, sur la route nationale N° 5, qui relie Sétif à Constantine, à 26 km du de l'est du chef-lieu de la wilaya, à 97 km à l'ouest de Constantine et à environ de 327 Km de la capitale. El Eulma est la deuxième agglomération de la wilaya de Sétif par sa superficie et son nombre d'habitants.

La commune d'El Eulma est caractérisée par une population importante, évaluée à 155.038 habitants selon RGPH de 2008, répartie sur une superficie de 74.20 Km<sup>2</sup>. **(RGPH, 2008)**

Après le découpage administratif de février 1984, la commune de l'El Eulma est limitée par :

- Au Nord par la commune Gelta Zerga.
- Au Sud par la commune Bazer Sakhra.
- A l'Ouest par la commune Oulad Saber.
- A l'Est par les deux communes Belaa et Bir El-Arch.



**Figure II. 1** Frontière de la commune d'El Eulma

Source : carte Algérie.com

Pour la zone d'étude, elle se situe dans la zone nord-ouest de la ville d'El Eulma.



Figure II. 2 Vue satellitaire de la zone d'étude

Source : Google Earth

## II.2. Géomorphologie :

### II.2.1. Topographie et Relief :

La zone d'étude se présente comme une immense surface plane, Les principales caractéristiques qui se dégagent de l'analyse des éléments de cette partie d'étude sont :

- L'altitude moyenne est de 970m ;
- Les déclivités sont en général toutes situées dans la catégorie de 2% à 5%, parfois, elles dépassent les 5% au Nord.

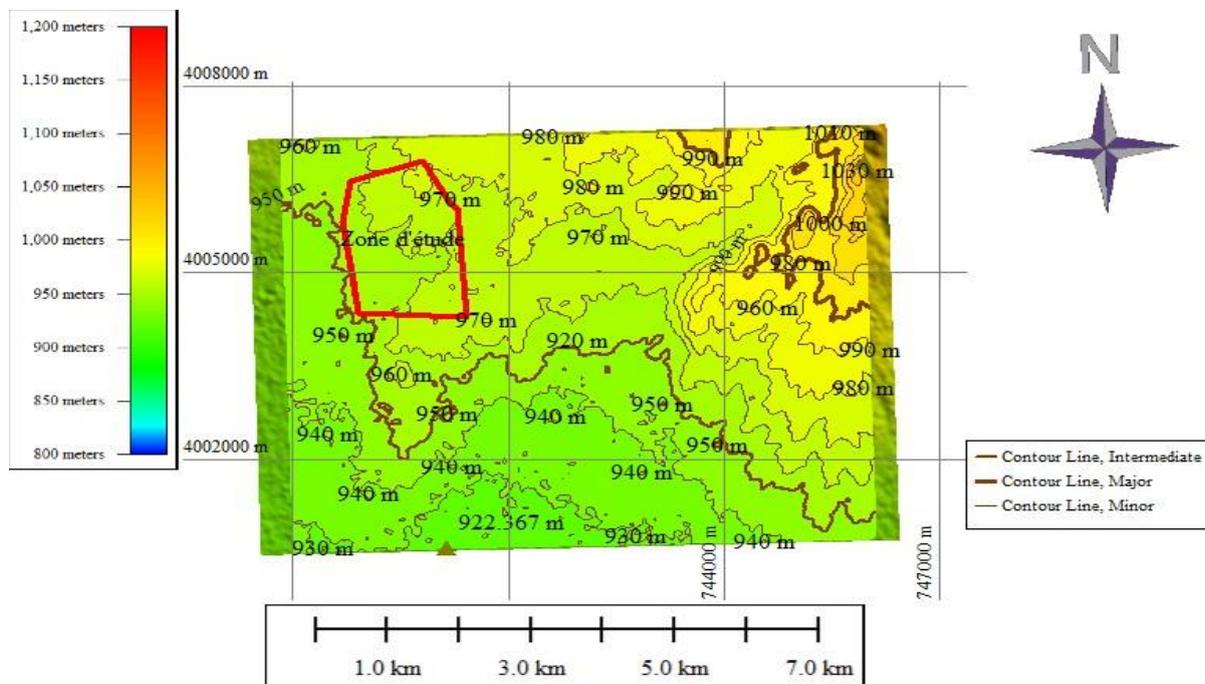


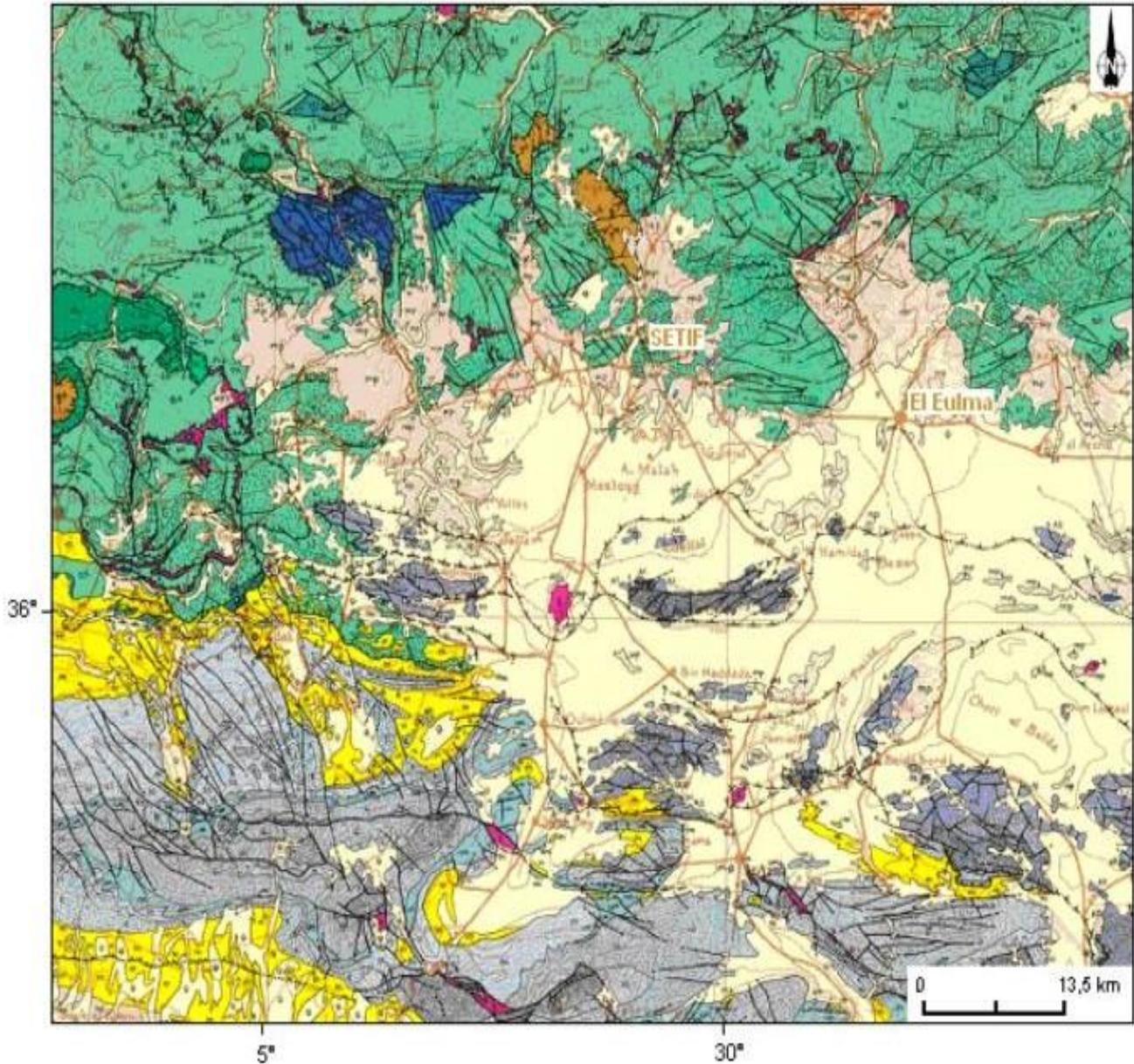
Figure II. 3 Topographie de la zone d'étude

Source : Logiciel Global mapper

### II.2.2. Géologie :

L'étude géologique de la zone d'étude est très importante pour notre étude. Cela concerne surtout la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches qui peuvent être la cause des phénomènes des affaissements, des glissements de terrains ou autres phénomènes néfastes pour la stabilité des futurs projets de construction.

Pour bien éclaircir notre situation géologique, on présente la carte géologique suivante :



**Figure II. 4** Carte géologique de la région de Sétif

Source : Carte structurale au 1/500.000 de la chaîne alpine d'Algérie nord-orientale et des confins Algéro-tunisiens, Vila, 1978

**NAPPE MERITIQUE CONSTANTINOISE**

**SERIES ENTIEREMENT CARBONATEES  
A SENONIEN TRANSGRESSIF REDUIT**



- 1- Cénomannien, Turonien et Sénomannien transgressif.
- 2- Crétacé inférieur (Néocomien à Albien).
- 3- Jurassique et Trias de la station du Nador.

**SÉRIE INTERMÉDIAIRE DU DJEBEL DJAFFA**

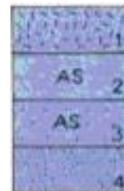


- 1- Crétacé moyen et supérieur.
- 2- Crétacé inférieur.
- 3- Jurassique supérieur carbonaté.

**ROCHES RECENTES ET CYCLES POSTERIEURS  
AU BURDIGALIEN INFÉRIEUR**

- q** Quaternaire indifférencié (Villafranchien à actuel).
- p** Pliocène marin des zones côtières.
- mp** Mio-Pliocène continental.
- m'** Burdigalien supérieur-Langhien de la marge littorale.
- m** Miocène marin transgressif indifférencié des nappes telliennes et de leur avant-pays allochtone, parautochtone ou autochtone.

**ENSEMBLE ALLOCHTONE SUD-SETIFIEN**



- 1- Eocène à Thersitès et à galets des écaïlles méridionales.
- 2- Crétacé moyen et supérieur.
- 3- Crétacé inférieur.
- 4- Jurassique carbonaté.

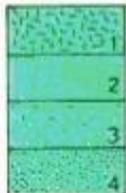
**SÉRIE MÉRIDIIONALE DU DJEBEL KALAOUN**



- Jurassique d'abord carbonaté puis marno-calcaire (points serrés) et Néocomien (points lâches).

**NAPPES TELLIENNES S.S**

- BB : TYPE BARBACHA**      **GA : TYPE GOURAYA-ARBALOU**
- DA : TYPE DRAA EL ARBA**      **BA : TYPE BENI-ABDALLAH**
- BI : TYPE BIBANIQUE**      **DJ : DE DJEMILA**
- T : UNITES TELLIENNES NON DIFFERENCIEES PARFOIS REDUITES A LEUR EOCENE DECOLLE**



- 1- Yprésien à Priabonien basal(?).
- 2- Crétacé moyen à Paléocène
- 3- Crétacé inférieur
- 4- Jurassique.

**TRIAS EXOTIQUE OU EXTRUSIF**



- Argiles, gypses broyés et glaçons calcaire-dolomitiques.
- Trias résédimenté.

**SIGNES CONVENTIONNELS**



- 1- Contacts stratigraphiques
- 2- Principales failles
- 3- Charrages et chevauchements (Les barbelures sont du côté chevauchant).
- 4- Trace des olistolites telliens du bassin du Hodna.

a- visibles  
b- cachés/ou supposés  
c- déduits de données géophysiques

Figure II. 5 Légende de la carte géologique de la wilaya de Sétif

D'après la carte géologique de la wilaya de Sétif en remarque que notre zone d'étude contient :

#### **Villafranchien :**

Le villafranchien est composé de calcaires lacustres, sols à croûtes, cailloutis fluviaux. Ces formations sont caractéristiques des Hautes Plaines Sétifiennes.

Elles sont datées à Ain Bouchent et Ain Hanech au Nord de la ville d'El Eulma dans des conglomérats situés sous les calcaires, par des restes abondants de vertébrés.

#### **Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et Quaternaire indéterminé :**

Les terres arables sont déposées sur des placages limoneux et supportent un sol brun ou calcaire. Ils ont un intérêt économique, car ce sont les seules surfaces qui permettent une culture extensive.

#### **Alluvions actuelles et récentes :**

Ce sont des sables, des limons, des graviers et des cailloutis. Ces formations ne sont développées que le long des Oueds.

#### **Sols de sebkhas ; chotts :**

Ce sont des vases salées qui garnissent la Sebkhât El Hamièt, le chott El Frain et le Chott El Beida. Ces vases sont périodiquement inondables surtout pendant la saison des pluies et recouvertes par des croûtes salines pendant la saison sèche. La végétation est réduite à de rares touffes de salsolacées. La récolte de sel purement artisanale n'est pratiquée qu'à la périphérie du chott El Frain.

#### **Formations dunaires (lunettes) :**

Ce sont des amas éolisés de sables calcaires et de poussières limoneuses mêlés à des débris coquilliers (Gastéropodes) ou végétaux qui témoignent d'une époque d'aridité plus marquée.

En conclusion la géologie d'El-Eulma est composée essentiellement par des affleurements du quaternaire alluvions récentes et anciennes) limon, graviers, terres arables et d'autres affleurements (villa franche, mi-pliocène et trias exotique ne sont présents que par de faibles surfaces. (Demdoum Abdeslam. 2010)

### **II.3. Situation Climatique**

Le territoire étudié fait partie du climat méditerranéen à étage bioclimatique semi-aride et sous étage frais (d'après le climogramme d'Embreger).

#### **II.3.1. Précipitations**

Elles peuvent varier en moyenne entre 20.76 et 6.46 mm, avec une période sèche allant de Juillet à Aout.

Les données obtenues auprès de la direction des ressources en eau de la wilaya de Sétif, donnent les moyennes mensuelles des précipitations de la période (2009-2010) illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau II. 1** Précipitations moyennes mensuelles de la période (2009-2010)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
<b>P moy</b>	14.75	11.13	14.92	20.76	14.89	12.83	17.41	16.65	15.80	10.36	6.46	6.63

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

**II.3.2. Température**

Elle caractérise deux périodes distinctes :

Une période chaude qui s'étend du mois de Mai à Septembre (max. 33°C en Aout)

Une période froide où les gelées sont à craindre allant du mois de Novembre au mois d'Avril.

Les données obtenues auprès de la direction des ressources en eau de la wilaya de Sétif, donnent les moyennes mensuelles des températures de la période (2009-2010) illustrées dans le tableau I.2.

**Tableau II. 2** Températures moyennes mensuelles de la période (2009-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
<b>Tmoy (C°)</b>	19.9	14.4	9.5	4.7	3.5	2.8	9.8	12.2	19.7	23.3	27.7	24.5
<b>Tmin (C°)</b>	14	9	4	1	1	1	3	6	9	13	17	17
<b>Tmax (C°)</b>	27	20	14	10	9	11	14	18	22	28	33	32

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

**II.3.3. Gelée :**

La gelée est due à l'écart très appréciable des températures entre le jour et la nuit. Elle fait son apparition du mois de Novembre au mois de mai. La moyenne annuelle de journées de gelée est de 58 jours comme le montre le tableau I.3 :

**Tableau II. 3** Gelée annuelle de la période (2009-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan.	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
<b>Jours</b>	0	0	5	12	15	13	8	4	1	0	0	0

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

**II.3.4. Les vents :**

Il y'a deux principaux vents ; le Gharbi (vent froid) et le Sirocco qui causent l'érosion.

#### **II.4. Situation Hydrographique**

La commune d'EL-EULMA est traversée par quatre oueds qui ne coulent qu'en période hivernale après de fortes chutes de pluie ou de fonte de la neige. En été, ils sont généralement à sec, mais durant cette période ils deviennent dangereux suite à des crues importantes provoquées par de violents orages. Les eaux de tous ces oueds s'écoulent dans le sens Nord-Sud, vers la Sebkhah Bazer.

#### **II.5. Vocation de la commune d'El Eulma**

La commune possède plusieurs axes routiers et ferroviaires que nous pouvons citer :

- Réseaux routiers : RN5, RN77 et A1.
- Réseaux ferroviaires : la ligne Alger Annaba.

La commune d'El Eulma procède une zone industrielle importante, et une grande partie agricole qui la rend une commune pastorale. El Eulma joue un grand rôle dans le domaine commercial qui attire un nombre important de commerçants de toutes les wilayas du pays.

Vu le taux d'accroissement démographique estimé à 3.33 % entre 1998-2008, nous pouvons dire que la ville d'El Eulma est très attractive.

#### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons collecté toutes les données nécessaires concernant notre région (topographie, géologie, climatologie), Ces données nous serviront à entamer l'étude de notre projet.

**Chapitre III :**  
**Etude Hydrologique**

## CHAPITRE III : Etude Hydrologique

### Introduction

Dans le cadre de l'étude de protection de la zone SMARA de la ville d'EL EULMA contre les inondations, une étude hydrologique doit être établie dont la détermination des principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir délimité le bassin versant de l'oued « Smara » de la ville d'El Eulma et déterminer ces caractéristiques en utilisant le logiciel ArcGIS. Estimer les périodes de retours et déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de l'aménagement des oueds qui servira à la protection de la zone contre les inondations.

### III.1. Caractéristiques principales du bassin versant

#### III.1.1. Bassin versant

Le bassin versant est une surface élémentaire en théorie hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une limite qui est le lieu géométrique des points les plus élevés qui définissent la ligne de partage des eaux.

Le bassin versant de la zone étudiée appartient aux Hautes Plaines Sétifiennes, il se situe entre 37° de Latitude Nord et 4° de Longitude Est. Le bassin concerné a été divisé en quatre sous bassins dont leurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

#### III.1.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versa

Les coordonnées UTM (Zone 31) de l'exutoire à l'intersection de la route nationale n°5 sont les suivantes :

Longitude :  $X = 737,045 \text{ Km}$

Latitude :  $Y = 4004.362 \text{ km.}$

L'altitude :  $Z = 943 \text{ m.}$

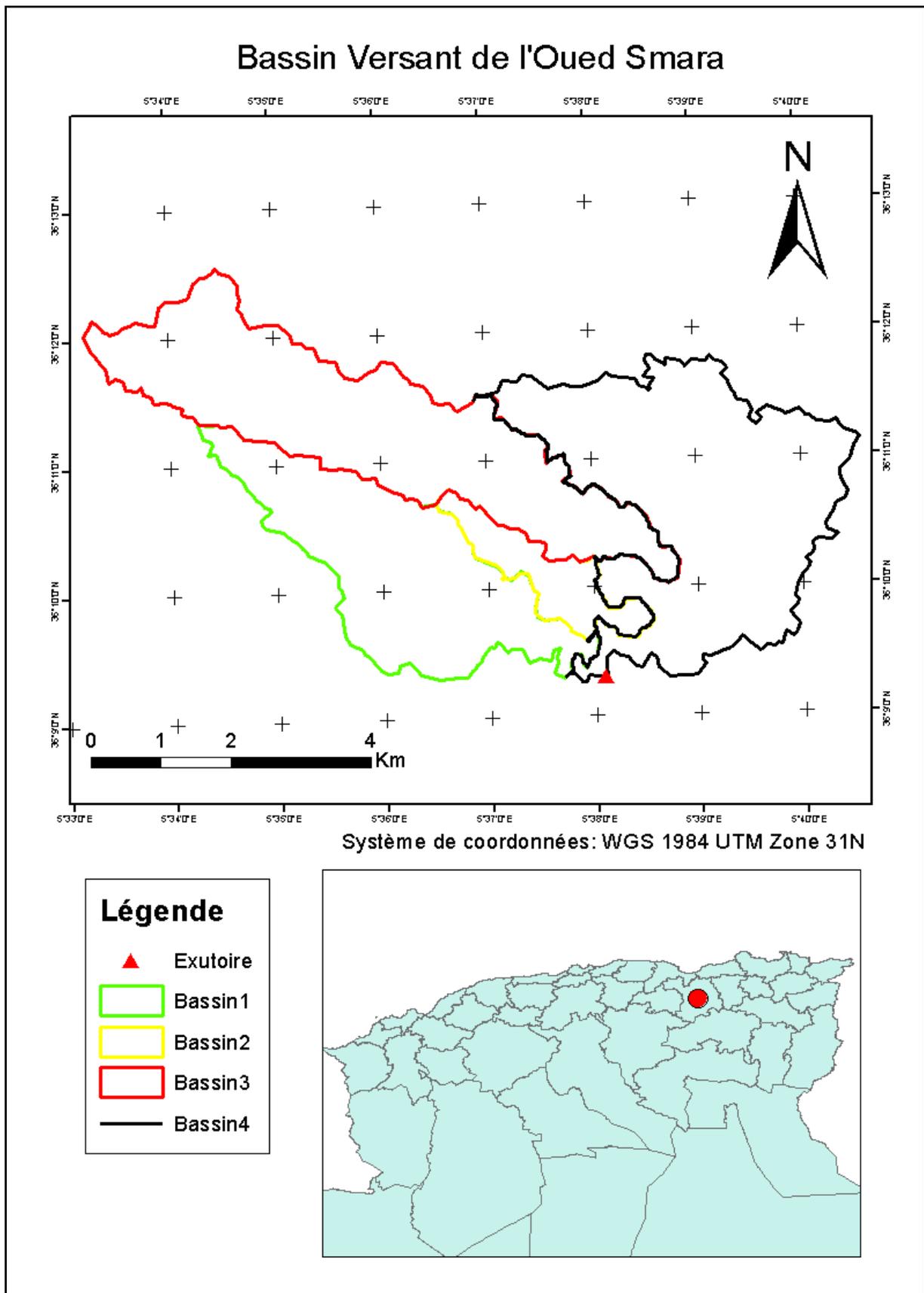


Figure III. 1 Bassin Versant d'Oued Smara

Source : Logiciel ArcGIS.

### III.1.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant (Touaïbia, 2004)

#### III.1.1.2.1 Surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques.

#### III.1.1.2.2 Périmètre :

Il correspond à la limite extérieure du bassin.

Ces deux paramètres ont été déterminés en utilisant le logiciel ArcGIS.

#### III.1.1.2.3 La forme :

##### a. Indice de compacité $K_c$ :

Cet indice caractérise la forme du bassin versant, il est défini comme le rapport périmètre du bassin  $P$  et la circonférence du cercle  $P'$  du rayon  $R$  ayant la même superficie que celle du bassin versant.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\sqrt{S}} = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$K_c$  : Indice de compacité

$S$  : Surface du bassin versant [ $\text{Km}^2$ ]

$P$  : Périmètre du bassin versant [ $\text{Km}$ ]

$P_c$  : Périmètre du cercle [ $\text{Km}$ ]

##### b. Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique de la forme du bassin en rectangle de dimension  $L$  et  $l$ , de même superficie et même périmètre : elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$S=L.l \quad P/2=L+l \quad (\text{III.2})$$

Avec :  $L$  : longueur de rectangle équivalent.

$l$  : largeur de rectangle équivalent.

$$\text{Donc :} \quad L, l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.3})$$

#### Application numérique :

Les résultats sont résumés obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 1 Caractéristiques morphologiques des sous bassins

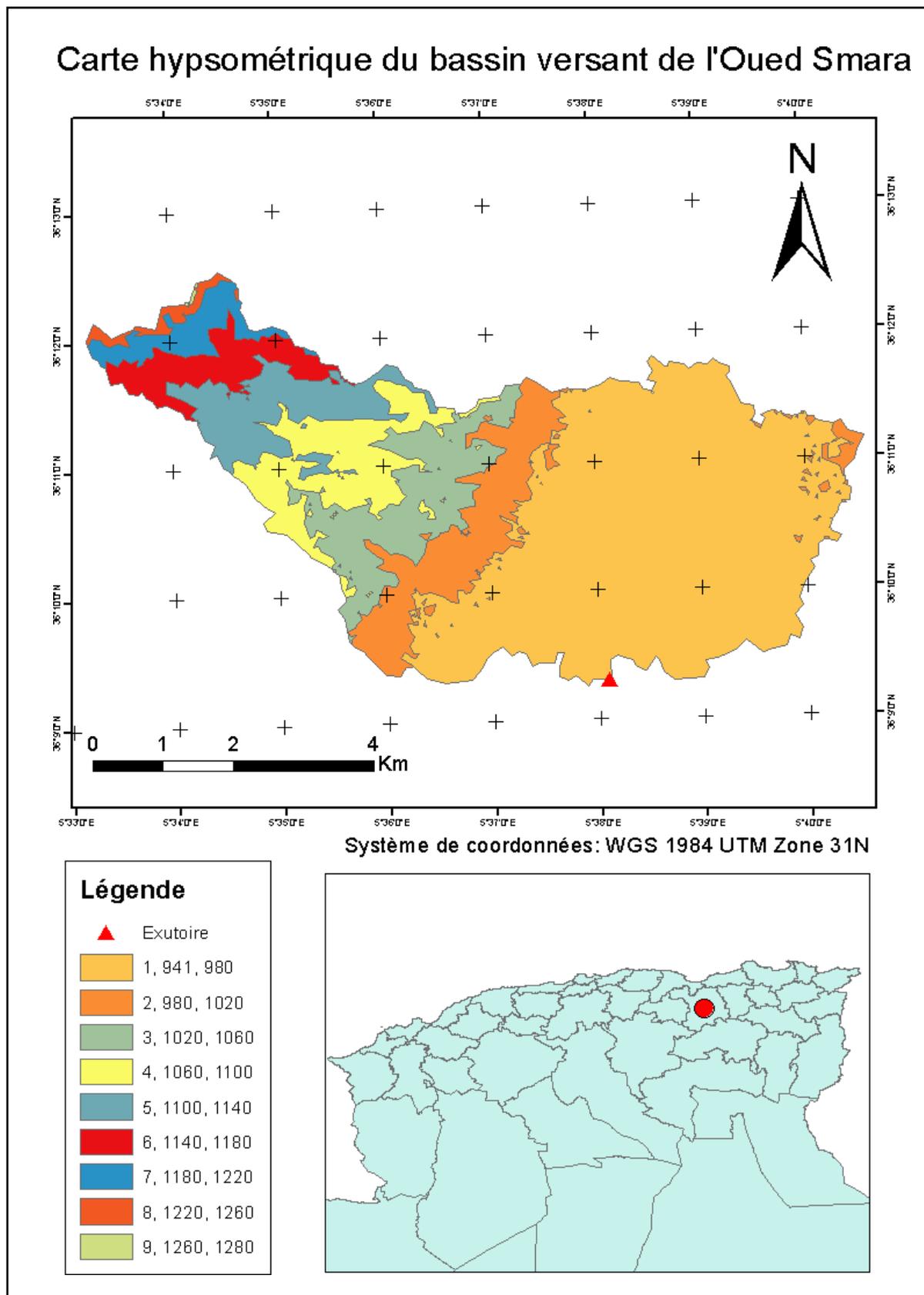
Sous Bassin	Surface (Km <sup>2</sup> )	Périmètre (Km)	Kc	L (Km)	L (Km)
SB 1	8.09	18.35	1.81	8.12	0.99
SB 2	1.97	9.88	1.97	4.46	0.44
SB 3	11.50	24.44	2.02	11.10	1.04
SB 4	13.01	37.76	2.93	18.02	0.72

### III.1.1.3. Le relief

Le relief est la forte variation verticale d'une surface solide, il a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. Le relief est indiqué par les courbes de niveaux et il est caractérisé par la courbe hypsométrique.

#### a. Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.



**Figure III. 2** Carte hypsométrique du sous bassin de l’oued Smara

Source : Logiciel ArcGIS.

Tableau III. 2 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 1

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface (Km <sup>2</sup> )	S (%)	S cumulé (Km <sup>2</sup> )	S cumulé (%)
943-960	952	1.238	15.30	1.238	15.30
960-980	970	1.363	16.85	2.600	32.15
980-1000	990	1.021	12.62	3.621	44.77
1000-1020	1010	0.722	8.92	4.343	53.69
1020-1060	1040	1.854	22.92	6.197	76.61
1060-1080	1070	0.839	10.38	7.037	86.99
1080-1100	1090	0.620	7.66	7.656	94.65
1100-1120	1110	0.313	3.87	7.970	98.52
1120-1140	1130	0.120	1.48	8.089	100.00

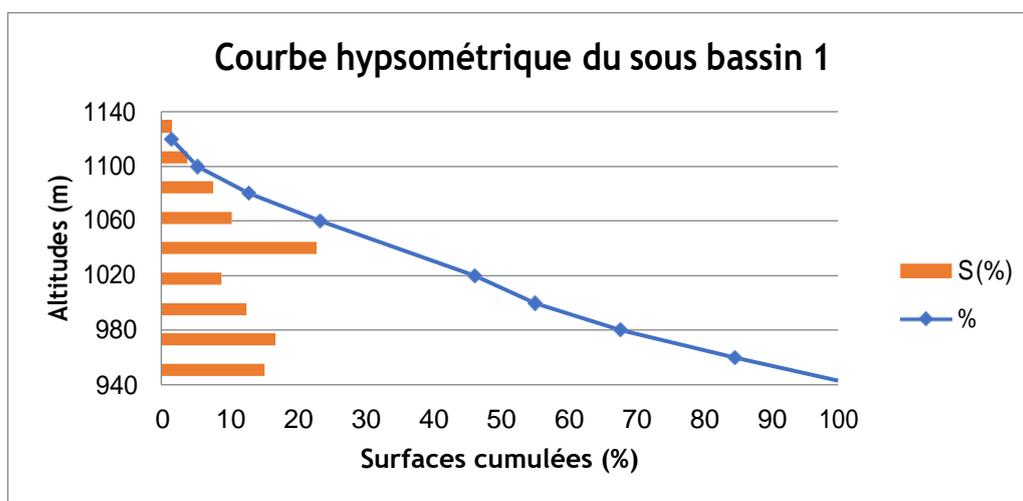


Figure III. 3 Courbe hypsométrique du sous bassin 1

Tableau III. 3 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 2

Altitude (m)	Hi (m)	Surface (Km <sup>2</sup> )	S (%)	S cumulé (Km <sup>2</sup> )	S cumulé (%)
943-955	949	0.9129	46.25	0.913	46.25
955-970	963	0.4205	21.30	1.333	67.55
970-985	978	0.2459	12.46	1.579	80.01
985-1000	993	0.1633	8.27	1.743	88.28
1000-1015	1008	0.1006	5.10	1.843	93.37
1015-1030	1023	0.0791	4.01	1.922	97.38
1030-1045	1038	0.0406	2.06	1.963	99.44
1045-1060	1053	0.0110	0.56	1.974	100.00

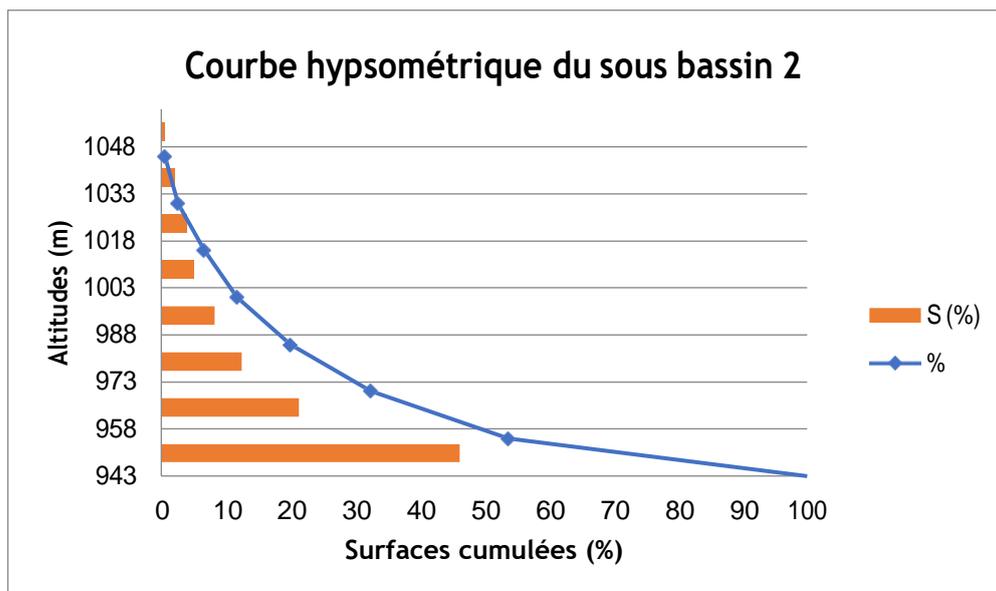


Figure III. 4 Courbe hypsométrique du sous bassin 2

Tableau III. 4 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 3

Altitude (m)	Hi (m)	Surface (Km <sup>2</sup> )	S (%)	S cumulé (Km <sup>2</sup> )	S cumulé (%)
946-980	963	2.167	18.84	2.167	18.84
980-1020	1000	0.972	8.45	3.139	27.29
1020-1060	1040	1.441	12.53	4.580	39.82
1060-1100	1080	1.717	14.93	6.297	54.75
1100-1140	1120	2.160	18.79	8.457	73.54
1140-1180	1160	1.678	14.60	10.136	88.13
1180-1220	1200	1.043	9.07	11.178	97.20
1220-1260	1240	0.312	2.72	11.491	99.92
1260-1280	1270	0.010	0.08	11.500	100.00

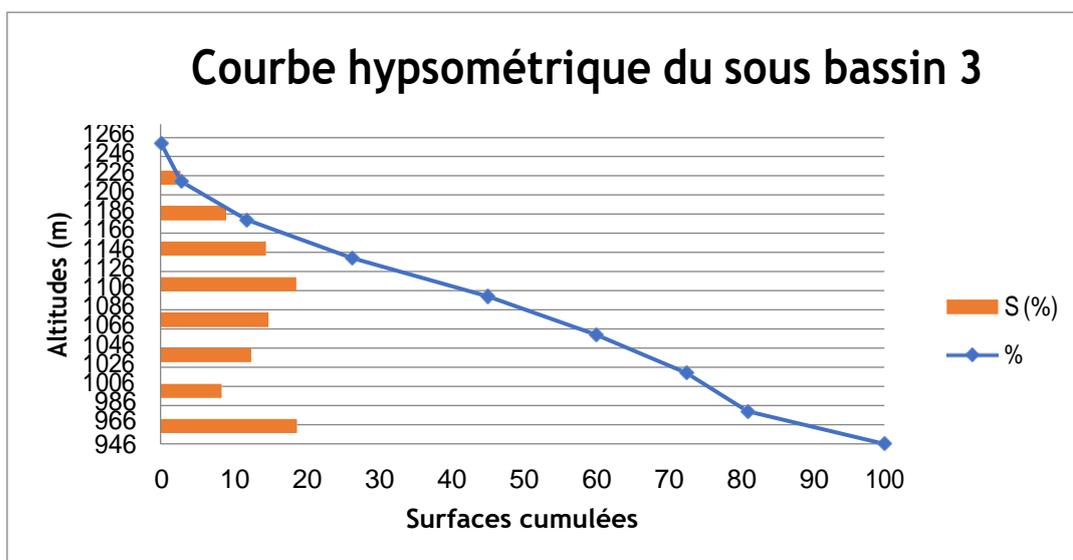


Figure III. 5 Courbe hypsométrique du sous bassin 3

Tableau III. 5 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 4

Altitude (m)	Hi (m)	Surface (Km <sup>2</sup> )	S (%)	S cumulé (Km <sup>2</sup> )	S cumulé (%)
941-980	961	12.099	92.34	12.099	92.34
980-1020	1000	0.785	5.99	12.884	98.33
1020-1060	1040	0.148	1.14	13.033	99.47
1060-1140	1100	0.046	0.35	13.079	99.83
1140-1180	1160	0.010	0.09	13.089	99.92
1180-1220	1200	0.004	0.04	13.094	99.96
1220-1260	1240	0.004	0.03	13.098	99.99
1260-1280	1270	0.002	0.01	13.099	100.00

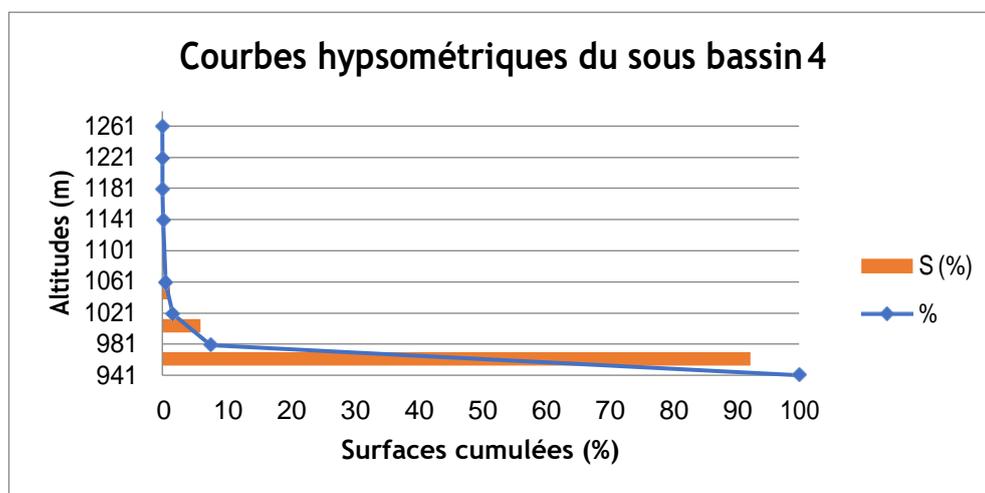


Figure III. 6 Courbe hypsométrique du sous bassin 4

✓ L'altitude maximale et minimale «  $H_{max}$ ,  $H_{min}$  »

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale représente le point le plus bas du bassin qui est généralement l'exutoire. Ces altitudes sont tirées directement de la carte topographique.

✓ L'altitude médiane «  $H_{5\%}$  »

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

✓ L'altitude médiane «  $H_{50\%}$  »

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

✓ L'altitude médiane «  $H_{95\%}$  »

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

✓ **L'altitude moyenne «  $H_{moy}$  »**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \quad (III.4)$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{i+1} + H_i}{2} \quad (III.5)$$

$H_i$  : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m

$S_i$  : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km<sup>2</sup>

$S$  : Surface totale du bassin versant en km

Les résultats de calcul pour les sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 6** Les résultats de calcul d'altitude des quatre sous bassin

Sous bassin	$H_{max}(m)$	$H_{min}(m)$	$H_{50\%}(m)$	$H_{moy}(m)$	$H_{5\%}(m)$	$H_{95\%}(m)$
<b>SB1</b>	1140	943	1011.11	1016.70	1104	949
<b>SB2</b>	1060	943	958	967.30	958	946
<b>SB3</b>	1280	946	1084.36	1080.78	1206	952.66
<b>SB4</b>	1280	941	962.33	971.25	998.14	941

**a. Les pentes du bassin versant**✓ **Pente moyenne du bassin versant «  $I_m$  »**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (III.6)$$

Avec :

$\Delta H$  : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 L_2 \dots L_n$  : les longueurs des courbes de niveaux (Km)

$S$  : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

✓ **Indice de pente globale «  $I_g$  »**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points  $S_1$ ,  $S_2$  sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du sous bassin soit inférieure à  $S_1$  et 5% soit supérieure à  $S_2$ .

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = D/L \quad (III.7)$$

Avec :

D : Dénivelée entre H5% et H95% (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

H5% et H95% : sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%

✓ **Indice de pente moyenne «  $I_{pm}$  »**

L'indice de pente moyenne représente le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent. Il est calculé à partir de la formule suivante :

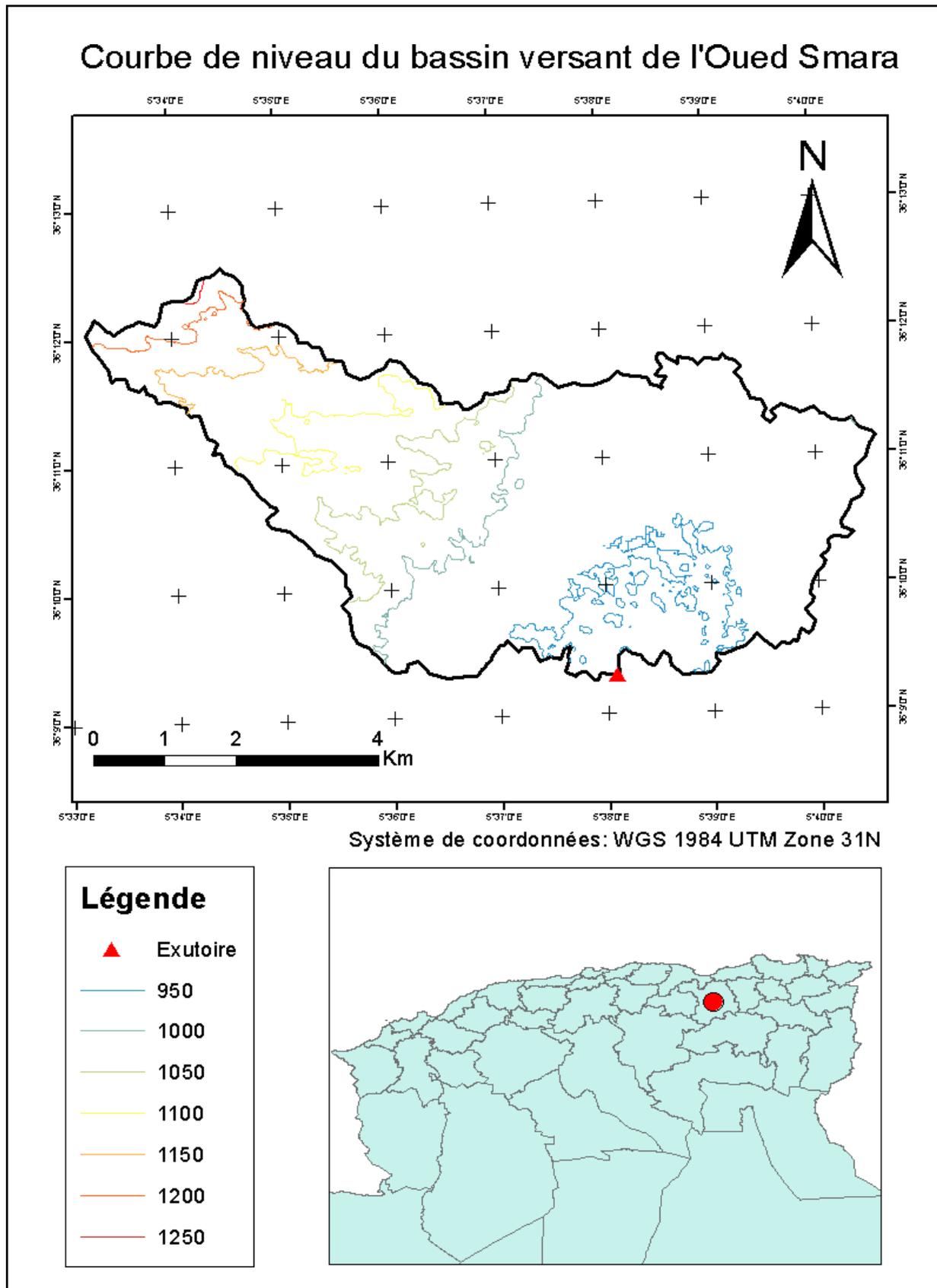
$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (III.8)$$

✓ **Application numérique**

Les résultats de pentes et d'indices de pentes des quatre sous bassin sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III. 7** Les résultats de calcul des indices de pente des quatre sous bassin

Sous bassin	$I_m$ (%)	$I_{pm}$ (%)	$I_g$ (%)	Relief
<b>SB1</b>	0.103	0.024	0.019	Relief modéré
<b>SB2</b>	0.093	0.026	0.016	Relief modéré
<b>SB3</b>	0.133	0.030	0.023	Relief assez fort
<b>SB4</b>	0.039	0.019	0.003	Relief faible



**Figure III. 7** Courbe de niveau du bassin versant de l’oued Smara

Source : Logiciel ArcGIS.

### III.1.1.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants

#### a. Réseau hydrographique

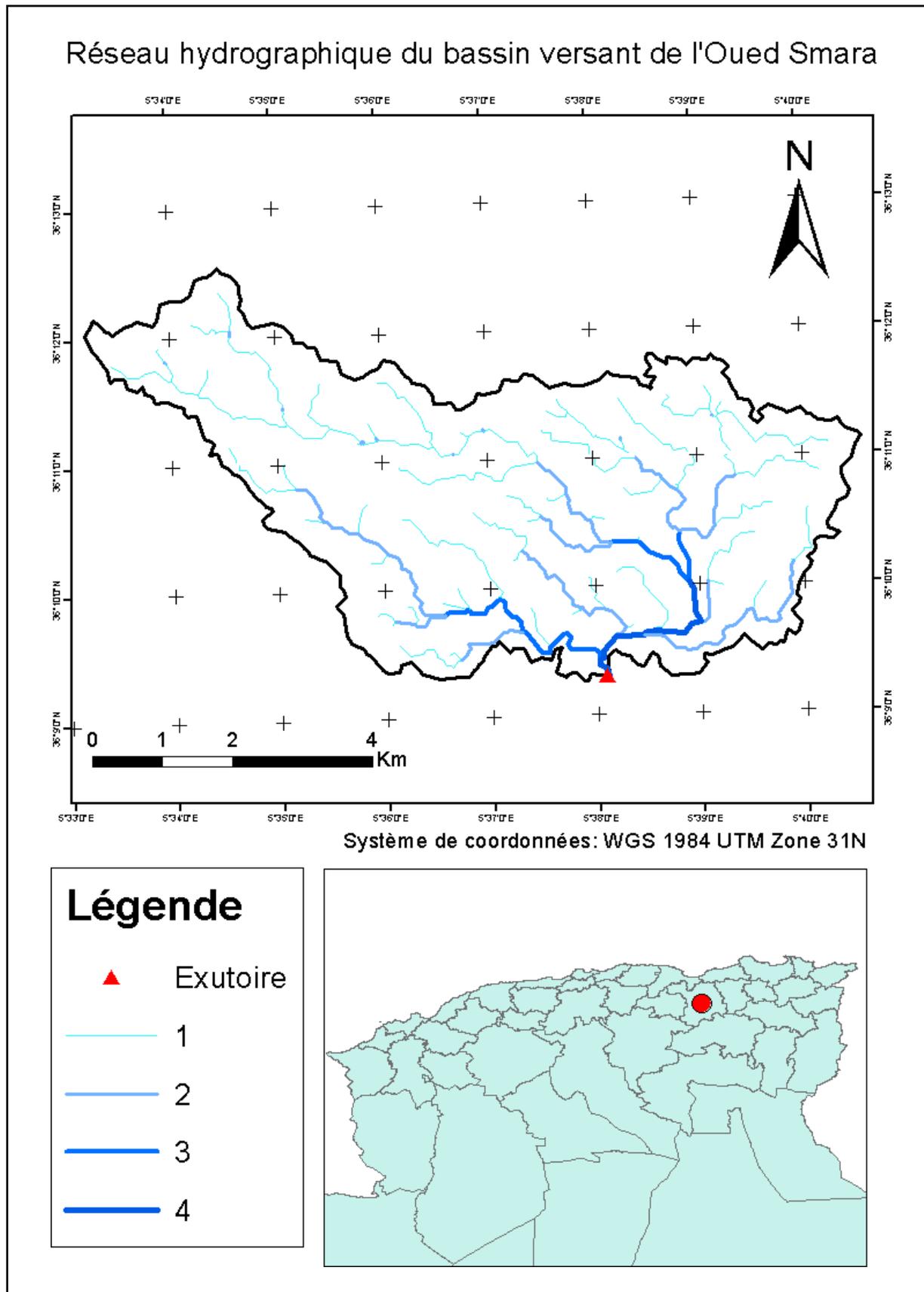
Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eaux naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques importantes du bassin. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est dû à quatre facteurs principaux :

- ✓ Le climat : densité du réseau plus ou moins importante
- ✓ La géologie : nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion
- ✓ La pente du terrain : détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- ✓ La présence humaine : la construction des barrages, la protection des berges, le drainage agricole. Le drainage des terres agricoles....

Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de STRAHLER (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes 1:

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.
- Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.



**Figure III. 8** Carte hydrographique du bassin versant de l'oued Smara

Source : Logiciel ArcGIS.

**b. Densité de drainage « Dd »**

Elle est définie comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

Dd : densité de drainage [km/km<sup>2</sup>]

$\sum L_i$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i

(km) S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 8** L'indice de drainage des quatre sous bassin

Sous bassin	$\sum L_i$ (Km)	S (Km <sup>2</sup> )	Dd (Km/Km <sup>2</sup> )
<b>SB1</b>	16.98	8.09	2.10
<b>SB2</b>	4.83	1.74	2.45
<b>SB3</b>	23.15	11.50	2.01
<b>SB4</b>	33.78	13.01	2.60

**c. La densité hydrographique « F »**

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

F : densité hydrographique [km<sup>-2</sup>]

N<sub>i</sub> : nombre de cours d'eau d'ordre i

S : superficie du bassin [km<sup>2</sup>]

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III. 9** La densité hydrographique des quatre sous bassin

Sous bassin	N	S (Km <sup>2</sup> )	F (Km <sup>-2</sup> )
<b>SB1</b>	22	8.09	2.72
<b>SB2</b>	9	1.74	4.56
<b>SB3</b>	35	11.50	3.04
<b>SB4</b>	41	13.01	3.15

**d. Le coefficient de torrentialité « Ct »**

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = D_d F \quad (\text{III.11})$$

Avec :

$D_d$  : densité de drainage.

$F$  : densité hydrographique.

**Tableau III. 10** La densité hydrographique des quatre sous bassin

Sous bassin	$C_t$
<b>SB1</b>	5.71
<b>SB2</b>	11.16
<b>SB3</b>	6.13
<b>SB4</b>	8.19

**e. Le temps de concentration « Tc »**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il peut être calculé à partir de plusieurs formules :

- **Formule de GIANDOTTI**

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_P}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

$T_C$  : Temps de concentration (h).

$L_P$  : Longueur du talweg principal (Km).

$S$  : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$H_{MOY}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m).

$H_{MIN}$  : Altitude minimale du bassin versant (m).

- **La formule de KIRIPLICH**

$$T_C = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

$T_C$  : le temps de concentration (min).

$L$  : la longueur du Talweg (m).

$I$  : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

- **La formule de TURRAZZA**

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

$T_c$  : le temps de concentration (min).

$S$  : la surface du bassin versant (Ha).

- **Formule ESPAGNOLE**

$$T_c = 0.126 * 60 * \left( \frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

$I_{cp}$  : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

$L_{cp}$  : longueur du cours d'eau principal (km).

Le tableau suivant résume les résultats des quatre sous bassins

**Tableau III. 11** Le temps de concentration des quatre sous bassin

Sous Bassin	GIANDOTTI	KIRIPLICH	TURRAZZA	ESPAGNOLE
SB1	2.362	1.031	0.789	0.762
SB2	2.332	0.774	0.389	0.590
SB3	1.753	0.741	0.940	0.520
SB4	4.128	1.711	1.000	0.908

Pour chaque sous bassin on a choisi la méthode qui convient pour avoir le temps de concentration de chaque sous bassin, le tableau III.12 résume les résultats choisis.

**Tableau III. 12** Le temps de concentration des quatre sous bassin

Sous bassin	L (Km)	Tc (h)
SB1	3.23	0.76
SB2	2.39	0.39
SB3	1.81	0.52
SB4	2.65	0.91

**f. La pente moyenne du cours d'eau**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

$\Delta H$  : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m)

$L$  : Logeur du cours d'eau principale (m)

La valeur des pentes des quatre sous bassins sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III. 13 La pente moyenne du cours d'eau des quatre sous bassin

Sous bassin	$\Delta H$ (m)	L (Km)	Ic (m/m)
SB1	27	3.23	0.0084
SB2	23	2.39	0.0096
SB3	11.2	1.81	0.0062
SB4	13	2.65	0.0015

Ci-dessous le tableau suivant récapitule les caractéristiques du bassin versant et des quatre sous bassin.

Tableau III. 14 Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant

Désignation	Symbole	Unités	BV	SB1	SB2	SB3	SB4	
Superficie	S	Km <sup>2</sup>	34.55	8.089	1.97	11.50	13.01	
Périmètre	P	Km	36.53	18.355	9.88	24.44	37.76	
Longueur du thalweg principal	L	Km	2.65	3.23	2.39	1.81	2.65	
Pente du thalweg principal	Ic	%	0.15	0.84	0.96	0.62	0.15	
Indice de compacité	KC	-	1.74	1.81	1.97	2.02	2.93	
Coefficient d'allongement	Ca	-	0.203	1.29	2.89	0.28	0.60	
Rectangle Équivalent	Longueur	Lr	Km	15.97	8.12	4.46	11.10	18.02
	Largeur	lr	Km	2.16	0.99	0.44	1.04	0.722
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1250	1140	1060	1280	1280
	Moyenne	Hmoy	m	996.23	1016.69	967.3	1080.78	971.25
	Médiane	Hmed	m	1011.11	1140	1018	1084.36	962.33
	Minimale	Hmin	m	950	943	943	946	941
Pente moyenne de B. V	Im	%	6.8	10.3	9.3	13.3	3.9	
Indice de pente globale	Ig	%	1	1.9	1.6	2.3	0.3	
Indice de pente moyenne	Im	%	1.9	2.4	2.6	3	1.9	
Densité de drainage	Dd	Km/Km <sup>2</sup>	2.10	2.10	2.386	2.01	2.60	
Coefficient de torrencialité	Ct	-	0.161	5.71	10.88	6.13	8.18	
Temps de concentration	Tc	h	0.910	0.76	0.39	0.52	0.91	
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	0.25	1.81	1.70	0.97	0.81	

## III.2. Etude des précipitations

### III.2.1. Pluviométrie

Une étude de pluie maximale journalière est la première étape à franchir dans l'étude d'aménagement afin d'aboutir aux pluies extrêmes de différentes périodes de retour. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible, et puisque notre bassin d'étude n'obtient pas de station pluviométrique, nous avons pris la station de « FERMATOU » (150610) du bassin voisin ayant des données complètes et consécutives sur une période de 31 ans.

**Tableau III. 15** Coordonnées de la station pluviométrique de FERMATOU

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
150601	A.N.R.H	742	328.6	1030	1979-2010	32

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

#### III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

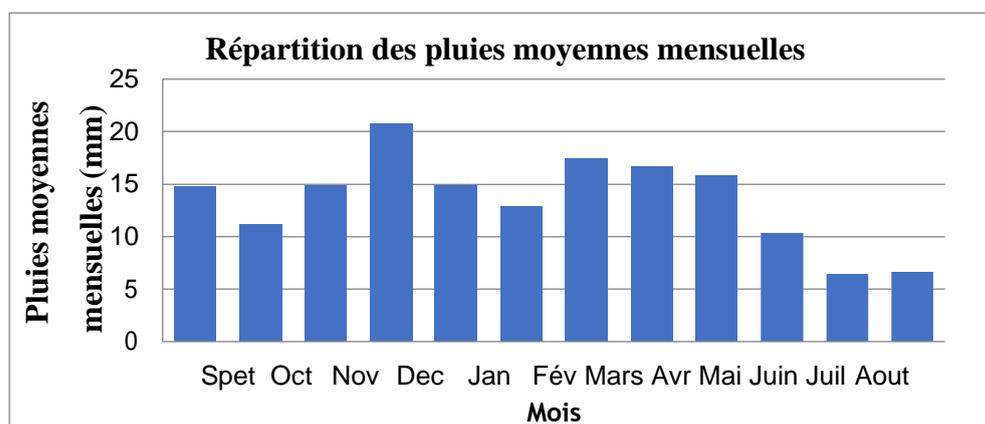
**Tableau III. 16** Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P moy	14.75	11.13	14.92	20.76	14.89	12.83	17.41	16.65	15.80	10.36	6.46	6.63	162.59
%	9.07	6.84	9.18	12.77	9.16	7.89	10.71	10.24	9.72	6.37	3.97	4.08	100

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

Notons un pic au mois de mars estimé à 17.4 mm, et un minimum au mois d'août avec une précipitation de 6.63 mm, et une moyenne mensuelle de 162.59 mm.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :



**Figure III. 9** Répartition mensuelle des précipitations

#### III.2.1.2. Estimation de la pluie max journalière

Dans l'objectif de déterminer des intensités de pluie de durée et de période de retour définie, nous avons établie à partir de la série des précipitations maximales journalières du tableau III.17 enregistré à la station pluviométrique 150601 un ajustement à une loi théorique en suivant les étapes suivantes :

-Calcul des paramètres statistiques de la série.

- Ajustement à une loi statistique (choix de la loi adéquate).
- Calcul des quantiles pour différentes périodes de retour.
- Calcul des pluies et intensités de courte durée.

**Tableau III. 17** Pluies maximales journalières prise de la station 150601

Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	P jmax (mm)
1978	24.6	1986	29.6	1994	43.5	2002	38.7
1979	101	1987	31.1	1995	18.2	2003	61.1
1980	34.4	1988	29.9	1996	31.2	2004	28.9
1981	39.4	1989	41.5	1997	50.3	2005	33.4
1982	24.5	1990	31.1	1998	30.2	2006	18.4
1983	28	1991	45.7	1999	26.3	2007	38
1984	20.7	1992	28.1	2000	25.3	2008	22.5
1985	28.1	1993	22.7	2001	71.6	2009	27.3

**a. Calcul des paramètres statistiques de la série**

Les caractéristiques de la série pluviométrique sont déterminées à l'aide de logiciel HYFRN représentées dans le tableau ci-dessous

**Tableau III. 18** Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=39} X_i}{n}$	35.2
Ecart type « $\delta_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=39} (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$	16.8
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\delta_x}{\bar{X}}$	0.47

**b. Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

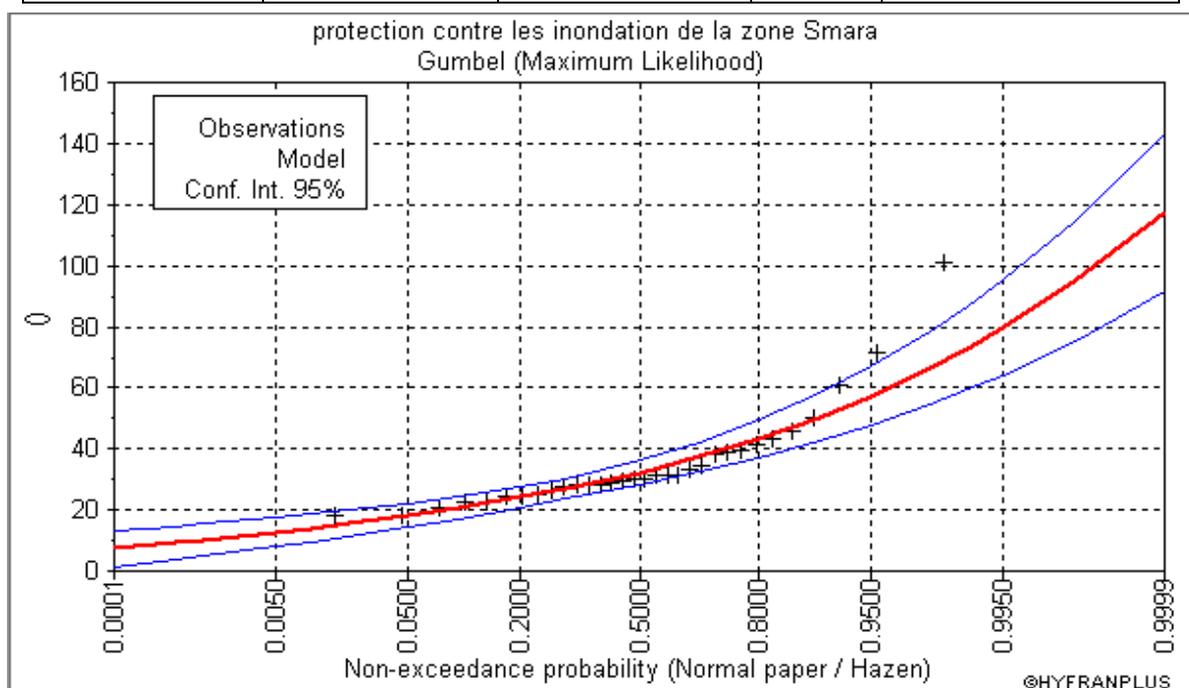
- la loi de GUMBEL (droite de HENRY).
- la loi de log-normale (droite de GALTON).

✓ **Ajustement de la série a la loi de GUMBEL**

L'ajustement de la série à la loi de GUBEL a été établi par le logiciel HYFRONT, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.19

**Tableau III. 19** Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
<b>1000</b>	0.9990	95.3	10.1	75.5 - 115
<b>100</b>	0.9900	73.1	7.01	59.3 - 86.8
<b>50</b>	0.9800	66.3	6.09	54.4 - 78.3
<b>20</b>	0.9500	57.4	4.88	47.8 - 66.9
<b>10</b>	0.9000	50.4	3.98	42.6 - 58.2
<b>5</b>	0.8000	43.2	3.09	37.2 - 49.3
<b>2</b>	0.5000	32.3	1.99	28.4 - 36.2



**Figure III. 10** Représentation graphique de la loi de GUMBEL Source : Logiciel HYFRAN

**Tableau III. 20** Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.2
Maximum	Aucun	101
Moyenne	34.3	35.2
Médiane	12.4	16.8
Ecart-type	32.3	30
Coefficient de variation Cv	0.360	0.477
Coefficient d'asymétrie Cs	1.14	2.44
Coefficient d'aplatissement Ck	2.4	8.47

Source : Logiciel HYFRAN

✓ **Ajustement à la loi Log-Normal**

L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel HYFRONT, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.21

**Tableau III. 21** Résultat de l'ajustement à la loi Log-Normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	104	16.8	71.0 - 137
100	0.9900	78.0	10.1	58.2 - 97.8
50	0.9800	70.4	8.34	54.0 - 86.8
20	0.9500	60.4	6.21	48.2 - 72
10	0.9000	52.7	4.76	43.3 - 62.0
5	0.8000	44.6	3.47	37.8 - 51.4
2	0.5000	32.5	2.16	28.3 - 36.8

Source : Logiciel HYFRAN

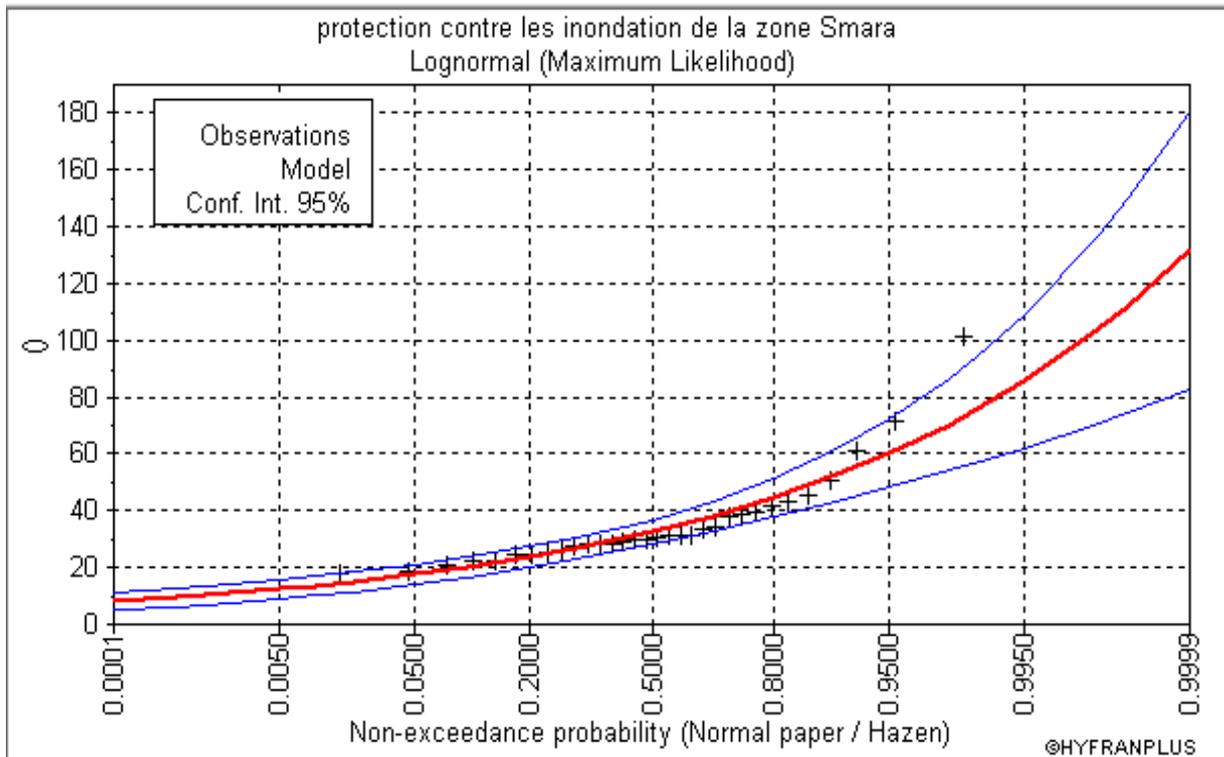


Figure III. 11 Représentation graphique de la loi Log Normal

Source : Logiciel HYFRAN

Tableau III. 22 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	18.2
Maximum	Aucun	101
Moyenne	34.9	35.2
Médiane	13.6	16.8
Ecart-type	32.5	30
Coefficient de variation Cv	0.390	0.477
Coefficient d'asymétrie Cs	1.23	2.44
Coefficient d'aplatissement Ck	5.80	8.47

✓ **Choix de la loi d'ajustement**

**a. Interprétation graphique**

Après l'analyse des deux graphes résultants des deux lois d'ajustement on remarque que les deux graphes sont presque identiques, donc on ne peut pas faire un choix et pour cela on doit effectuer un test d'adéquation.

**b. Test d'adéquation  $\chi^2$  du (Pearson)**

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables,  $\chi^2_{calculer}$  et  $\chi^2_{théorique}$  à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

**Tableau III. 23** Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	P-value	$\chi^2_{calculer}$	$\chi^2_{théorique}$
Gumbel	5	0.5494	4.00	11.070
Log normal	5	0.5494	5.50	11.070

On a  $\chi^2_{calculer} < \chi^2_{théorique}$  donc les deux lois s'ajustent avec notre série mais on opte pour la loi qui donne le maximum des  $P_{jmax}$  donc la loi Log Normal.

**c. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités**

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P_t = P_{j,max} \left( \frac{T}{24} \right)^b \tag{III.17}$$

Avec :

$P_t$  (%) : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{jmax}$  % (mm)

$P_{jmax}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

T : Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en(h)

b: Exposant climatique (b = 0,30 selon les études régionales de l'ANRH)

Les intensités maximales  $I_t$  de durée t(h) calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{j,max}}{24} \cdot \left( \frac{T}{24} \right)^{b-1} \tag{III.18}$$

Avec :

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

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant :

**Tableau III. 24** Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Période de retour (ans)	1000		100		50		10		5		2	
Fréquence (%)	0.1		1		2		10		20		50	
Pjmax (mm)	104		78		70.4		52.7		44.6		32.5	
Durée (h)	Pt (mm)	It (mm/h)										
0.25	26.45	105.78	19.83	79.34	17.90	71.61	13.40	53.60	11.34	45.36	8.26	33.06
0.5	32.56	65.12	24.42	48.84	22.04	44.08	16.50	33.00	13.96	27.92	10.17	20.35
1	40.08	40.08	30.06	30.06	27.13	27.13	20.31	20.31	17.19	17.19	12.53	12.53
2	49.35	24.67	37.01	18.51	33.41	16.70	25.01	12.50	21.16	10.58	15.42	7.71
3	55.73	18.58	41.80	13.93	37.73	12.58	28.24	9.41	23.90	7.97	17.42	5.81
4	60.76	15.19	45.57	11.39	41.13	10.28	30.79	7.70	26.05	6.51	18.99	4.75
5	64.96	12.99	48.72	9.74	43.97	8.79	32.92	6.58	27.86	5.57	20.30	4.06
6	68.61	11.44	51.46	8.58	46.45	7.74	34.77	5.79	29.43	4.90	21.44	3.57
7	71.86	10.27	53.90	7.70	48.65	6.95	36.41	5.20	30.82	4.40	22.46	3.21
8	74.80	9.35	56.10	7.01	50.63	6.33	37.90	4.74	32.08	4.01	23.37	2.92
9	77.49	8.61	58.12	6.46	52.45	5.83	39.27	4.36	33.23	3.69	24.22	2.69
10	79.98	8.00	59.98	6.00	54.14	5.41	40.53	4.05	34.30	3.43	24.99	2.50
11	82.30	7.48	61.72	5.61	55.71	5.06	41.70	3.79	35.29	3.21	25.72	2.34
12	84.47	7.04	63.36	5.28	57.18	4.77	42.81	3.57	36.23	3.02	26.40	2.20
13	86.53	6.66	64.90	4.99	58.57	4.51	43.85	3.37	37.11	2.85	27.04	2.08
14	88.47	6.32	66.35	4.74	59.89	4.28	44.83	3.20	37.94	2.71	27.65	1.97
15	90.32	6.02	67.74	4.52	61.14	4.08	45.77	3.05	38.73	2.58	28.23	1.88
16	92.09	5.76	69.07	4.32	62.34	3.90	46.66	2.92	39.49	2.47	28.78	1.80
17	93.78	5.52	70.33	4.14	63.48	3.73	47.52	2.80	40.22	2.37	29.31	1.72
18	95.40	5.30	71.55	3.98	64.58	3.59	48.34	2.69	40.91	2.27	29.81	1.66
19	96.96	5.10	72.72	3.83	65.63	3.45	49.13	2.59	41.58	2.19	30.30	1.59
20	98.46	4.92	73.85	3.69	66.65	3.33	49.89	2.49	42.23	2.11	30.77	1.54
21	99.92	4.76	74.94	3.57	67.64	3.22	50.63	2.41	42.85	2.04	31.22	1.49
22	101.32	4.61	75.99	3.45	68.59	3.12	51.34	2.33	43.45	1.98	31.66	1.44
23	102.68	4.46	77.01	3.35	69.51	3.02	52.03	2.26	44.03	1.91	32.09	1.40
24	104.00	4.33	78.00	3.25	70.40	2.93	52.70	2.20	44.60	1.86	32.50	1.35

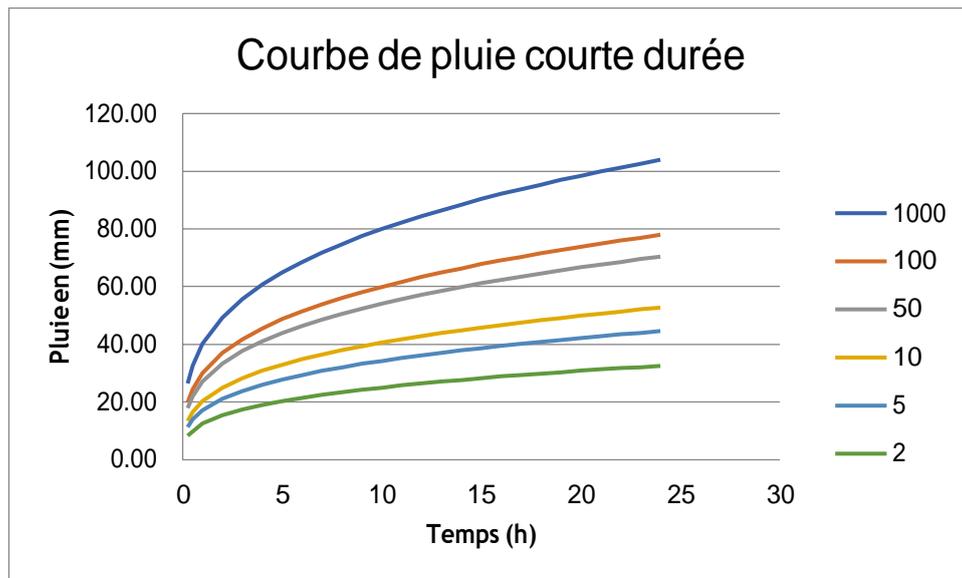


Figure III. 12 Courbe de pluie courte durée de différentes fréquences

**III.2.2. Etude des apports (Laborde, 2003).**

Pour l'évaluation des apports du site, on utilise les formules empiriques vu l'inexistence des stations hydrométriques sur les cours d'eaux.

**1. Apport liquide**

Il existe plusieurs formules pour l'estimation des apports moyens interannuels, parmi lesquelles :

- **Formule de DERIE II**

$$A = 0.513 * P^{-2.683} * D_d * S^{0.842} \tag{III.19}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

Dd : Densité de drainage (Km/Km2).

S : Surface du bassin versant (Km2).

Tableau III. 25 Résultats de calcul de apport liquide par la formule DERIE II

Sous Bassin	P moy (m)	S BV (Km <sup>2</sup> )	Dd	A (Mm <sup>3</sup> )	A (m <sup>3</sup> )
SB1	0.16	8.10	2.10	0.0479	47934.23
SB2	0.16	1.97	2.45	0.0170	17005.47
SB3	0.16	11.50	2.01	0.0616	61629.09
SB4	0.16	13.01	2.60	0.0884	88445.75

- **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0.915 * P_{moy}^{2.684} * S^{0.842} \tag{III.20}$$

Avec :

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

**Tableau III. 26 Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule ANRH**

Sous Bassin	P moy (m)	S BV (Km <sup>2</sup> )	A (Mm <sup>3</sup> /s)	A (m <sup>3</sup> )
SB1	0.16	8.10	0.04064	40638.84
SB2	0.16	1.97	0.01236	12357.70
SB3	0.16	11.50	0.05459	54588.92
SB4	0.16	13.01	0.06056	60564.54

- **Formule dite 'Algérienne'**

$$L_e = P \cdot (1 - 10^{-kP^2}) \cdot 10^3 \quad (III.21)$$

$$A = L_e \cdot S \quad (III.22)$$

Avec :

$$k = 0.18 - 0.01 \cdot \log(S)$$

P : précipitation moyenne interannuelle en m

**Tableau III. 27 Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule Algérienne**

Sous Bassin	P moy (m)	S BV (Km <sup>2</sup> )	K	Le (mm)	Le(m)	A (Mm <sup>3</sup> )	A (m <sup>3</sup> )
SB1	0.16	8.10	0.17	1.68	0.001683	0.013630	13630.31
SB2	0.16	1.97	0.18	1.74	0.001743	0.003433	3433.48
SB3	0.16	11.50	0.17	1.67	0.001668	0.019180	19180.21
SB4	0.16	13.01	0.17	1.66	0.001663	0.021630	21630.38

- **Formule de MEDINGUER**

$$A_0 = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 \quad (III.23)$$

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (III.24)$$

Avec :

$P_{moy}$ : Pluie moyenne annuelle en (m).

S : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>].

$L_e$  : Lame d'eau écoulée en (mm).

**Tableau III. 28** Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule MEDINGUER

Sous Bassin	P moy (mm)	S BV (Km <sup>2</sup> )	Le (mm)	Le (m)	A (Mm <sup>3</sup> )	A (m <sup>3</sup> )
SB1	0.16	8.10	9.72	0.0097	0.0787	78703.1405
SB2	0.16	1.97	9.72	0.0097	0.0191	19141.3811
SB3	0.16	11.50	9.72	0.0097	0.1117	111739.0266
SB4	0.16	13.01	9.72	0.0097	0.1264	126410.8466

Calculons les erreurs des quatre formules peuvent nous indiqués la formule la plus fiable.

**Tableau III. 29** Résultats de calcul pour des erreurs pour le choix des apports

Sous Bassin	DERIE II	ANRH	Algérienne	MEDINGUER	Somme	Moyenne	ERREUR			
SB1	47934	40639	13630	78703	180906	45226.5	0.06	0.10	0.69	0.30
SB2	17005	12358	34335	19141	82839	20709.75	0.17	0.40	0.65	1.65
SB3	61629	54589	19180	11174	146572	36643	0.68	0.49	0.47	0.52
SB4	88446	60565	21630	12641	183282	45820.5	0.93	0.32	0.5	0.47

**Tableau III. 30** Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals

Sous bassin	Apport moyen Mm <sup>3</sup>
SB1	0.048
SB2	0.017
SB3	0.062
SB4	0.088

**2 Etude des caractéristiques de l'écoulement**

**a. Module de l'écoulement**

$$Me = A_0 / T \tag{III.25}$$

A<sub>0</sub>: Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes = 365\*24\*3600 = 3153600 s.

**Tableau III.29** Module d'écoulement de chaque sous bassin

Sous Bassin	A (m <sup>3</sup> )	A (l)	T (s)	Me (l/s)
SB1	47934	47934000	31536000	1.5200
SB2	17005	17005000	31536000	0.5392
SB3	19180	19180000	31536000	0.6082
SB4	60565	60565000	31536000	1.9205

**b. Module de l'écoulement relatif**

$$M_0 = M_e / S \quad (\text{III.26})$$

Avec :

$M_e$  : Module de l'écoulement (l/s).

$S$  : Superficie du bassin ( $\text{Km}^2$ ).

**Tableau III.30** Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin

Sous Bassin	S ( $\text{Km}^2$ )	$M_e$ (l/s)	$M_0$ (l/s/ $\text{Km}^2$ )
SB1	8.10	1.51998	0.18765
SB2	1.97	0.53923	0.27372
SB3	11.50	0.60819	0.05289
SB4	13.01	1.92050	0.14762

**c. Lamme d'eau écoulée**

$$L_e = A_0 / S \quad (\text{III.27})$$

**Tableau III. 31** Lamme d'eau écoulée de chaque sous bassin

Sous Bassin	S ( $\text{Km}^2$ )	A ( $\text{Mm}^3$ )	L (mm)
SB1	8.10	0.0479	5.9178
SB2	1.97	0.0170	8.6320
SB3	11.50	0.0192	1.6678
SB4	13.01	0.0606	4.6553

**d. Coefficient de l'écoulement**

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \quad (\text{III.28})$$

**Tableau III. 32** Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin

Sous Bassin	L (mm)	$P_{\text{moy}}$ (mm)	$C_e$
SB1	5.9177	162.590	0.0363
SB2	8.6319	162.590	0.0530
SB3	1.6678	162.590	0.0102
SB4	4.6552	162.590	0.0286

**e. Coefficient de variation**

Pour le calcul du coefficient de variation  $C_v$  et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (\text{III.29})$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10}(M_0) \quad (\text{III.30})$$

$M_0$  : Module de l'écoulement relatif (l/s/km<sup>2</sup>).

**Tableau III. 33** Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY

Sous Bassin	S (Km <sup>2</sup> )	M0 (l/s/Km <sup>2</sup> )	a	Cv
SB1	8.1	0.188	0.991	0.930
SB2	1.97	0.274	0.943	0.913
SB3	11.5	0.053	1.150	1.081
SB4	13.01	0.148	1.021	0.949

- **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (\text{III.31})$$

Avec :

S : Superficie du bassin en (km<sup>2</sup>).

**Tableau III. 34** Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV

Sous Bassin	S (Km <sup>2</sup> )	Cv
SB1	8.1	0.358
SB2	1.97	0.358
SB3	11.5	0.358
SB4	13.01	0.358

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \quad (\text{III.32})$$

Avec :

$M_0$  : module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

S : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>].

- **Formule Algérienne**

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

$M_0$  : module spécifique du bassin versant en (l/s/km<sup>2</sup>).

**Tableau III. 35** Coefficient de variation avec la formule Algérienne

Sous Bassin	K	M0 (l/s/Km <sup>2</sup> )	Cv
SB1	0.66	0.188	0.902
SB2	0.66	0.274	0.827
SB3	0.66	0.053	1.207
SB4	0.66	0.148	0.953

Après le calcul du coefficient de variation par les différentes méthodes on prend les valeurs obtenues par la formule Algérienne qui sont très proche de la moyenne.

**Tableau III. 36** Coefficient de variation des quatre sous bassin

Sous Bassin	Cv
SB1	0.902
SB2	0.827
SB3	1.207
SB4	0.953

### III.3. Etude des crues (Musy & Higy, 1998)

L'évaluation des crues a toujours été un souci majeur dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. L'étude des crues a comme but la détermination des hydrogrammes de crue afin de déterminer les débits maximums probable.

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels

#### III.3.1. Détermination des débits maximums fréquentiels

En l'absence de données pour les débits maximums, on a décidé de calculer les débits maximums par les formules empiriques et par la méthode GRADEX.

##### III.3.1.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques

###### □ Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III.34})$$

Avec :

$Q_{\max, p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s).

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne interannuelle

(m).  $S$  : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin  
 $1 < K < 3$ , on prend  $K=2$  (BV de surface moyenne et pente moyenne).

T : Période de retour (an)

• **Formule de TURZZA**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \tag{III.35}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

I<sub>ct</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

• **Formule de SOKOLOVSKY**

$$Q_{\max, \%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha.F.S}{T_c} \tag{III.36}$$

Avec :

P<sub>tc</sub> : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (heures).

H<sub>0</sub> : Perte d'eau initiale, au Nord algérien  $H_0 = 7$

mm. F : Coefficient de forme de la crue

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \tag{III.37}$$

- Pour  $S < 50$  Km<sup>2</sup> on a  $\gamma = 2$ .

- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable :  $2 \leq \gamma \leq 2.5$ .

- Pour un bassin boisé :  $3 \leq \gamma \leq 4$ .

On prend  $\gamma = 2,25$  ; d'où :  $F = 1.12$ .

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \tag{III.38}$$

Avec :

X<sub>p</sub> : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H<sub>0</sub> : perte d'eau initiale.

**Tableau III. 37** Récapitulatif des débits maximums de crue des quatre sous bassins par les différentes formules

Sous bassin	T (ans)	Formule de Mallet-Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Sokolovsky
SB1				
	5	19.255	30.465	6.364
	10	22.921	38.767	10.099
	50	29.739	55.486	19.830
	100	32.234	65.574	24.508

<b>SB2</b>				
	5	5.995	11.820	1.545
	10	6.950	15.041	2.727
	50	8.775	21.527	5.980
	100	9.453	25.441	7.592
<b>SB3</b>				
	5	35.544	56.413	9.204
	10	42.656	71.786	15.409
	50	55.776	102.746	32.042
	100	60.557	121.427	40.166
<b>SB4</b>				
	5	32.905	43.135	9.990
	10	39.610	54.890	15.526
	50	51.941	78.563	29.785
	100	56.427	92.847	36.598

Pour le choix des débits maximum calculés par les trois méthodes on prend le max des valeurs, donc le tableau ci-dessous montre les débits maximums pour les quatre sous bassins

**Tableau III. 38** Les débits maximums de crue des quatre

Sous bassin	T (ans)	Formule de TURAZZA
<b>SB1</b>	5	30.465
	10	38.767
	50	55.486
	100	65.574
<b>SB2</b>	5	11.820
	10	15.041
	50	21.527
	100	25.441
<b>SB3</b>	5	56.413
	10	71.786
	50	102.746
	100	121.427
<b>SB4</b>	5	43.135
	10	54.890
	50	78.563
	100	92.847

### III.3.1.2. Détermination des débits maximums fréquents par la méthode GRADEX

La méthode du GRADEX est considérée comme étant une approche hydro pluviométrique probabiliste inhérente au calcul des débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km<sup>2</sup> (jusqu'à 5000 km<sup>2</sup>), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial

(Guillot, 1980). La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés (Guillot, 1980).

### Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.

- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de GUMBEL (GUMBEL, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale  $Q_{10 \text{ ans}}$ .

### Remarque :

Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autres bassins voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

### Étapes de la méthode :

- Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Ajuster par la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières.  
Calculer le GRADEX des précipitations

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \quad (\text{III.39})$$

Avec :

$\mu$  : variable réduite de GUMBE).

a : pente de la droite de GUMBEL.

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de GUMBEL et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).  
Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2) \quad (\text{III.40})$$

- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \tag{III.41}$$

Avec : a : le GRADEX de la pluie

$\mu$  : variable réduite de GUMBEL ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu(T=10 \text{ ans})$ .

Tracer la droite de l'équation (III.41) sur même graphe que l'ajustement des  $P_{jmax}$ .

Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en m<sup>3</sup>/s par la formule :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2\text{)} / 3,6 * n \text{ (heures)} \tag{III.42}$$

- Calcul des débits de pointe :

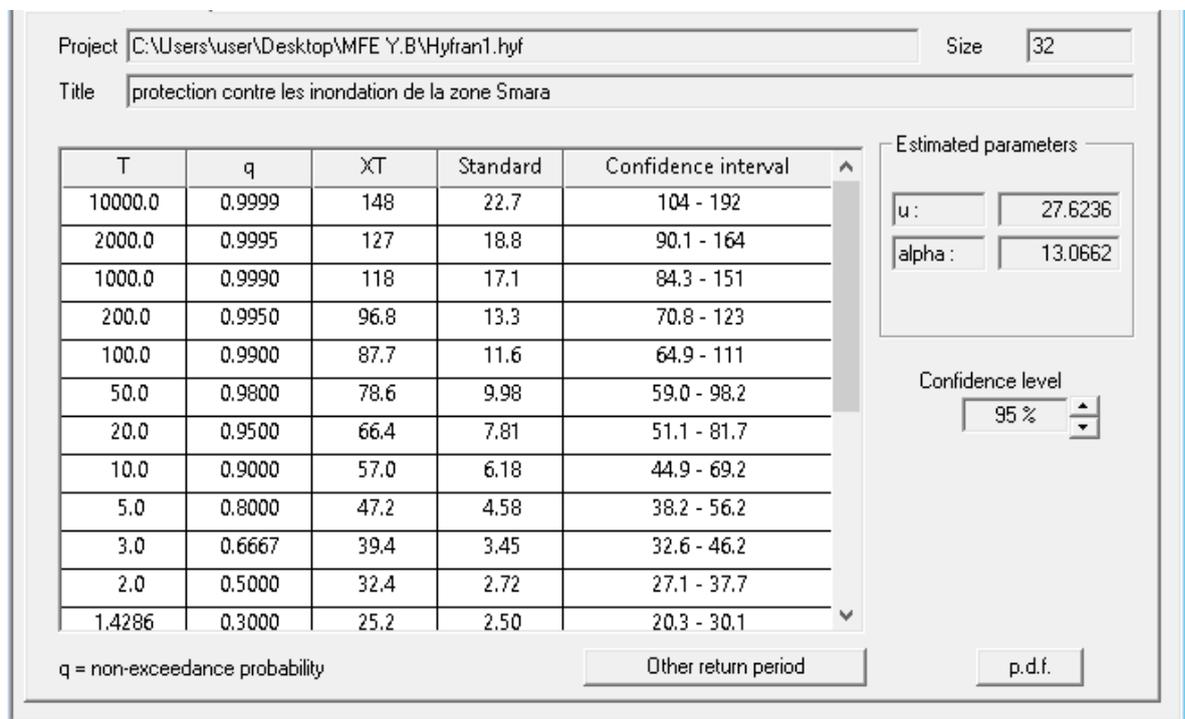
Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :

P : coefficient de point =  $Q_{max} / Q_{moy}$

$$Q_p \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * P \tag{III.43}$$

**Application :**

1. Ajustement de la série pluviométrique ( $P_{jmax}$ ) de la station de <<FERMATOU>> (150610) du bassin voisin ayant des données complètes, à la loi de GUMBEL : En utilisant le logiciel HYFRAN :



**Figure III. 13** Représentation graphique de la loi de GUMBEL

2. Détermination du GRADEX : d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de GUMBEL est :

$$P = 13.1 * \mu + 28.9 \quad (\text{III.44})$$

Le GRADEX est donc : **a=13.1 mm**

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de <<FERMATOU>> (150610), on a estimé le temps de base par : **n=24 heures**.

4. L'ajustement de la série des débits de la station de FERMATOU à la loi de GUMBEL nous a donné :

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}} (\text{FERMATOU}) &= 190 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{10 \text{ ans}} (\text{SMARA}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{FERMATOU}) * S_{\text{SMARA}} / S_{\text{FERMATOU}} \\ &= 190 * (34.55 / 60) \\ &= \mathbf{109.5 \text{ m}^3/\text{s}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \quad (\text{III.45}) \\ &= 109.5 * 3,6 * 24 / 34.55 \\ &= \mathbf{273.8 \text{ mm}} \end{aligned}$$

5. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \quad (\text{III.46})$$

Avec :

a : le GRADEX = 13.1 mm.

$\mu$  : variable réduite de GUMBEL ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu(T=10 \text{ ans})$

$$F = 1 - 1/10 = 0,9 \rightarrow \mu = 2,25$$

$$b' = 273.8 - 13.1 * 2.25 = 244.43$$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 13.1 * \mu + 244.43 \quad (\text{III.47})$$

6. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des  $P_{j\text{max}}$ , Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) en utilisant la formule III.47

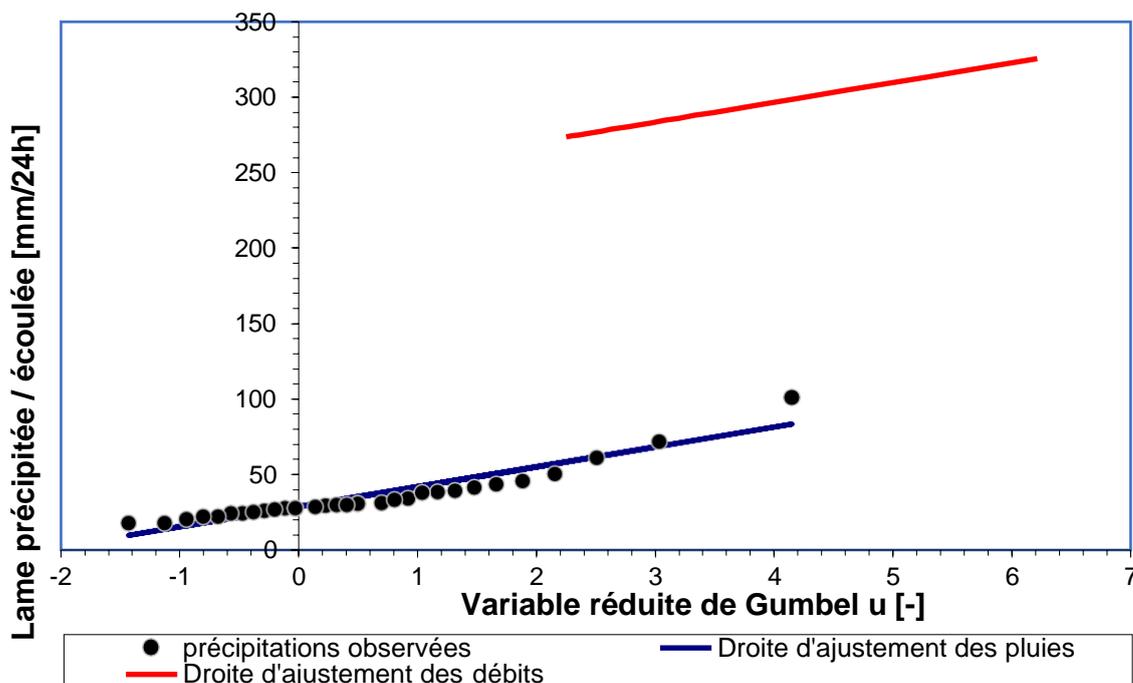


Figure III. 14 Graphe de la méthode de GRADEX

7. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de Izeffoune nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

$$P = Q_{\max} / Q_{\text{moy}} = 3$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient. P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 39 Débits de pointe par la méthode GRADEX

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	Q <sub>T</sub> [mm/48h]	Q <sub>T</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>P</sub> [m <sup>3</sup> /s]
10	0.900	2.25	273.8	110	329
20	0.950	2.97	283.2	113	340
50	0.980	3.90	295.4	118	354
100	0.990	4.60	304.5	122	365
500	0.998	6.21	325.6	130	391

Tableau III. 40 Débits de pointe optée

T (ans)	10	20	50	100	500
GRADEX	329	340	354	365	391

• **Interprétation :**

Faisons une analogie avec la méthode de GRADEX par rapport au débit décennal calculé par la formule empirique TURAZZA de chaque sous bassin comme suit :

On a:

$$\frac{Q_{BV}}{S_{BV}} = \frac{Q_{SB}}{S_{SB}} \quad (III.48)$$

$$Q_{SB} = (Q_{BV} * S_{SB}) / S_{BV} \quad (III.49)$$

Les résultats de quatre sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 41** Débits des quatre sous bassins calculés par la méthode GRADEX

T (ans)	Q 10ans (m <sup>3</sup> /s)		Q 50ans (m <sup>3</sup> /s)		Q 100ans (m <sup>3</sup> /s)	
	TURAZZA	GRADEX	TURAZZA	GRADEX	TURAZZA	GRADEX
<b>SB1</b>	38.76	77.103	55.48	82.99	65.57	85.57
<b>SB2</b>	15.04	18.75	21.52	20.18	25.44	20.81
<b>SB3</b>	71.78	109.51	102.74	117.83	121.42	121.49
<b>SB4</b>	54.89	123.89	78.56	133.30	92.84	137.44

- ✓ La méthode du GRADREX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de GUMBEL de l'ajustement des précipitations.
- ✓ On remarque une différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- ✓ Les débits calculés par la méthode du GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

**Tableau III. 42** Les valeurs des débits de pointe optées

T (ans)	10	20	50	100	500
<b>GRADEX</b>	329	340	354	365	391

### III.3.2. Hydrogrammes de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a. Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.50})$$

Avec :

$t_m = t_c$  (pour les petits bassins versants), avec  $t_c$  qui est le temps de concentration du bassin versant (heures). .

$Q_m$  : Débit instantané de montée (m<sup>3</sup>/s)

b. Pour le temps de décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left( \frac{T_b - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.51})$$

$$t_b = t_d + t_m \quad (\text{III.52})$$

Avec :

$Q_m$  : Débit instantané de la montée (m<sup>3</sup>/s).

$Q_d$  : Débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s).

$t_b$  : Temps de base de la crue en heures.

$t_m$  : Temps de la montée de la crue en heures.

$t_d$  : Temps de la décrue en heures.

$Q_{\max}$  : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$$t_d = \delta * t_m.$$

Où  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau III. 43** Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$ 

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
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 brisés 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 débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend  $\delta=2,5$

**Tableau III. 44** Valeurs des débits de crues en fonction du temps

T (ans)	500 ans	100 ans	50 ans	10 ans
t(h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0.15	1.751	1.635	1.585	1.473
0.3	14.009	13.078	12.684	11.788
0.45	47.281	44.137	42.807	39.784
0.6	112.074	104.622	101.469	94.303
0.75	218.895	204.340	198.181	184.186
0.9	378.251	353.099	342.457	318.273
0.91	391	365	354	329
1	360.676	336.692	326.545	303.484
1.15	312.855	292.051	283.250	263.246
1.3	268.433	250.584	243.032	225.869
1.45	227.412	212.290	205.892	191.352
1.6	189.790	177.169	171.830	159.695
1.75	155.567	145.222	140.846	130.899
1.9	124.744	116.449	112.940	104.964
2.05	97.321	90.849	88.111	81.889
2.2	73.297	68.423	66.361	61.674
2.275	62.560	58.400	56.640	52.640
2.35	52.673	49.170	47.688	44.321
2.5	35.448	33.091	32.094	29.827
2.65	21.623	20.185	19.577	18.195
2.8	11.198	10.453	10.138	9.422
2.95	4.172	3.895	3.777	3.510
3.1	0.546	0.510	0.494	0.459
3.185	0.000	0.000	0.000	0.000

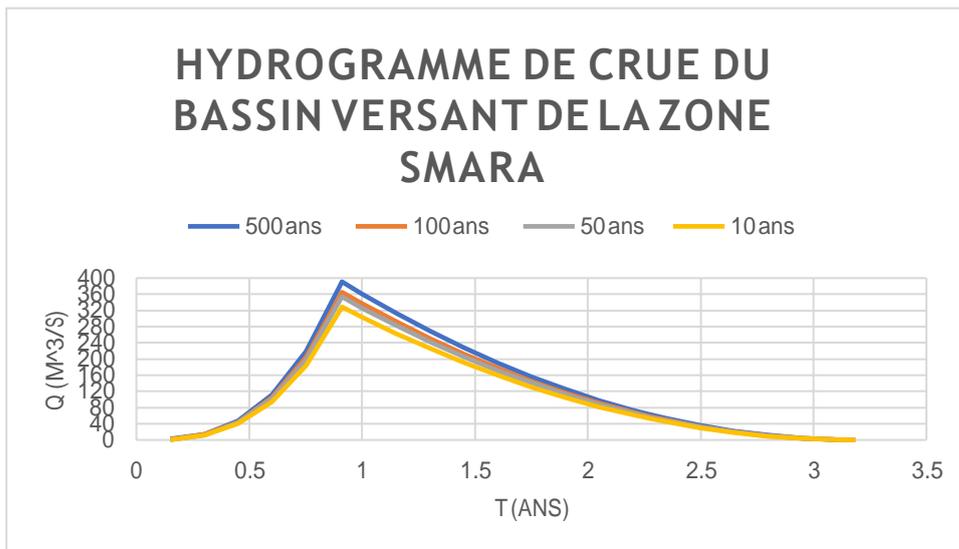


Figure III. 15 Hydrogramme de crue de la zone d'étude

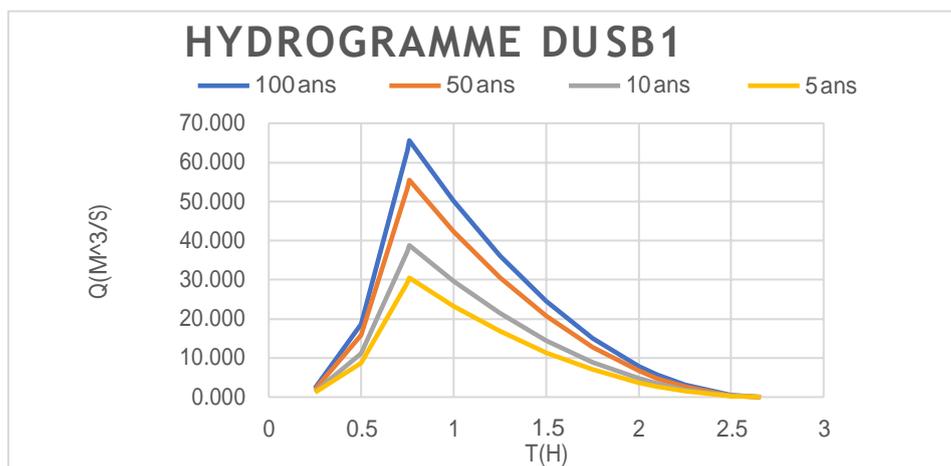


Figure III. 16 Hydrogramme de crue du sous bassin 1

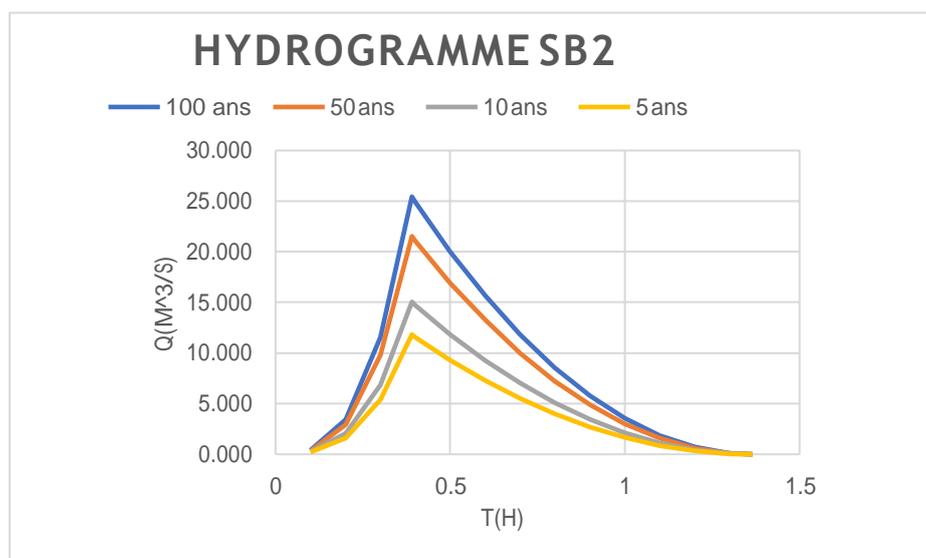


Figure III. 17 Hydrogramme de crue du sous bassin 2

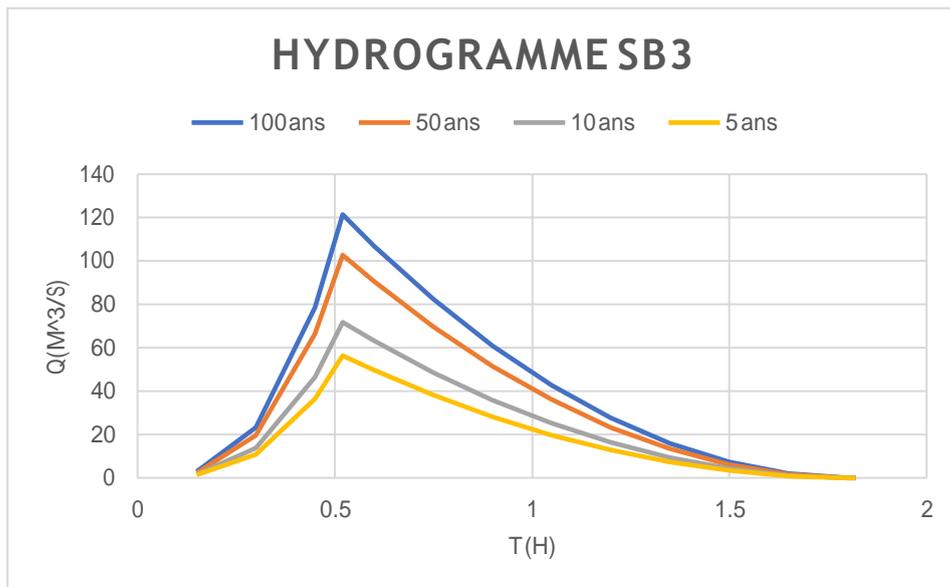


Figure III. 18 Hydrogramme de crue du sous bassin 3

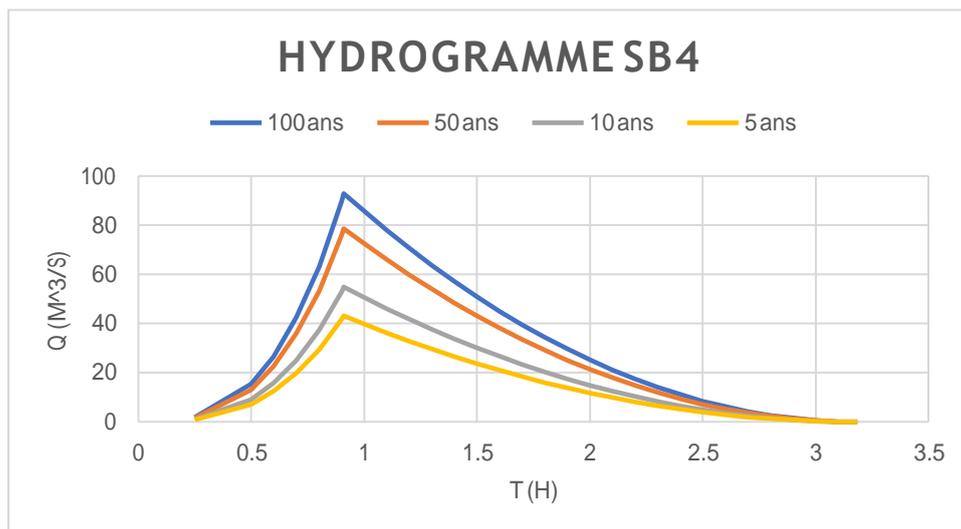


Figure III. 19 Hydrogramme de crue du sous bassin 4

### III.3.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau III. 45 Crue de projet recommandé

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie - Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : - Pas de perte de vie - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; - Pas de perte de vie - Dommages légers	1/1000 à 1/100

A partir de ce tableau, on opte pour une période de retour de 100 ans. Donc, pour un débit qui vaut  $Q = 365 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### III.4. Etude des apports solides

Les apports solides dépendent d'une part de l'étendue et du relief du bassin versant et d'autre part de la résistance du sol à l'érosion liée elle-même à :

- ✓ La couverture végétale.
- ✓ La nature géologique des roches.

Le régime des pluies et des températures.

Deux méthodes sont utilisées pour le calcul des apports solides :

#### 1. Méthode de TIXERONT

$$T_a = \alpha * L_e^{0,15} \quad (\text{III.53})$$

Avec :

$T_a$  : désigne la dégradation spécifique en T/Km<sup>2</sup>/an.

$L_e$  : désigne le ruissellement moyen en m.

$\alpha$ : désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III. 46 Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée

B.V a perméabilité élevée	$\alpha=8.5$
B.V à perméabilité moyenne a élevé	$\alpha=75$
B.V a perméabilité faible à moyenne	$\alpha=350$
B.V a perméabilité faible	$\alpha=1400$
B.V a perméable	$\alpha=3200$

Pour notre cas on prend  $\alpha=350$

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

**Tableau III. 47** Apport solide des quatre sous bassins par la méthode TEXERONT

Sous Bassin	Le(m)	Ta (T/Km <sup>2</sup> /an)
SB1	0.0059	162.14
SB2	0.0086	171.59
SB3	0.0017	134.09
SB4	0.0047	156.41

## 2. Méthode d'estimation au Nord Algérien

$$D_s = 328.62Q^{-0.234}S^{-0.197} \quad (\text{III.54})$$

Avec :

D<sub>s</sub> : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an).

Q: Débit maximum (m<sup>3</sup>/s)

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

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

**Tableau III. 48** Apport solide des quatre sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie

Sous Bassin	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (km <sup>2</sup> )	Ds (T/Km <sup>2</sup> /an)
SB1	85.5700	8.10	76.84
SB2	20.8100	1.97	141.32
SB3	121.4900	11.50	66.06
SB4	137.4400	13.01	62.64

## Conclusion

Les calculs et les méthodes traités dans ce chapitre nous ont permis d'avoir plusieurs résultats afin de choisir les méthodes qui convient pour déterminer l'hydrogramme de crue de la zone d'étude ainsi que le débit.

Sous Bassin	Module de l'écoulement (l/s)	Module de l'écoulement Relatif (l/s/Km <sup>2</sup> )	L (mm)	Ce	Cv
<b>SB1</b>	1.5200	0.188	5.9177	0.0363	0.902
<b>SB2</b>	0.5392	0.274	8.6319	0.0530	0.827
<b>SB3</b>	0.6082	0.053	1.6678	0.0102	1.207
<b>SB4</b>	1.9205	0.148	4.6552	0.0286	0.953

Sous bassin	T (ans)	Formule de Mallet-Gauthier (m <sup>3</sup> /s)	Formule de Turazza (m <sup>3</sup> /s)	Formule de Sokolovsky (m <sup>3</sup> /s)	GRADEX (m <sup>3</sup> /s)
<b>SB1</b>					
	10	22.921	38.767	10.099	77.103
	50	29.739	55.486	19.830	82.99
	100	32.234	65.574	24.508	85.57
<b>SB2</b>					
	10	6.950	15.041	2.727	18.75
	50	8.775	21.527	5.980	20.18
	100	9.453	25.441	7.592	20.81
<b>SB3</b>					
	10	42.656	71.786	15.409	109.51
	50	55.776	102.746	32.042	117.83
	100	60.557	121.427	40.166	121.49
<b>SB4</b>					
	10	39.610	54.890	15.526	123.89
	50	51.941	78.563	29.785	133.30
	100	56.427	92.847	36.598	137.44

**Chapitre IV:**  
**Diagnostic et modélisation du**  
**cours d'eau non aménagé**

## CHAPITRE IV : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

### Introduction

Avant chaque étude d'aménagement, l'étude hydraulique est l'étape la plus importante ce qui veut dire l'étude des écoulements dans les canaux artificiel et nature a surface libre ou en charge.

Dans ce chapitre on va étudier l'écoulement des eaux dans les oueds à aménager de notre zone d'étude.

### IV.1. Généralités (Graf et al, 1993)

#### IV.1.1. Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une interface libre entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

#### IV.1.2. Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Ils peuvent être des canaux naturels ou artificiels, caractérisés par une pente «  $i$  » et un coefficient de rugosité «  $n$  ». **Degoutte, G., 2006**

#### A. Canaux Naturel :

Ce sont les canaux qui existent naturellement en terre, tel que les rivières, les fleuves, les torrents ... Ces canaux ont des caractéristiques géométriques et hydrauliques généralement irrégulières.

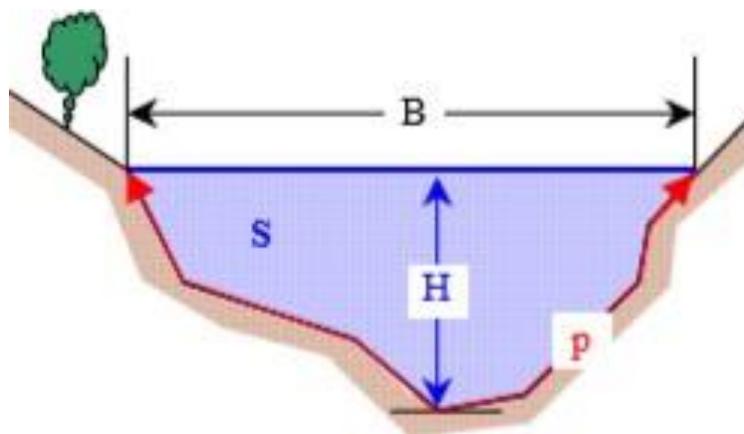


Figure IV. 1 Canal naturel

– **Section d'écoulement (ou section mouillée)  $S_m$**

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

– **périmètre mouillé  $P_m$**

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

– **largeur au miroir  $B$**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

– **tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

### B. Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. **Degoutte, G., 2006**

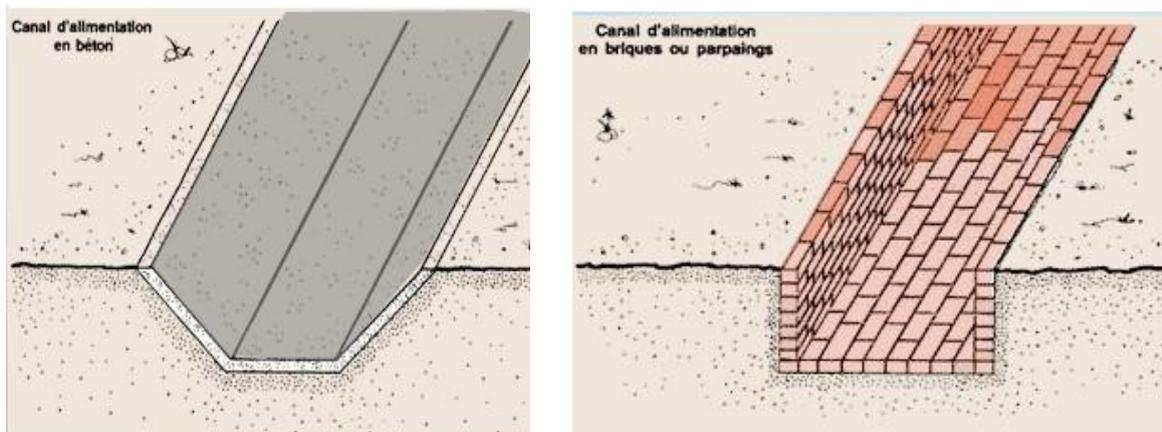


Figure IV. 2 Canaux artificiels à ciel ouvert

### IV.1.3. Types d'écoulement

#### A. Variabilité dans le temps

Les types d'écoulement qu'on peut avoir en hydraulique fluvial sont comme suit :

- **Écoulement permanent :**

L'écoulement est dit permanent si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient lentement avec le temps, c à dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad \dots \text{(IV. 1)}$$

Il se divise en :

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme

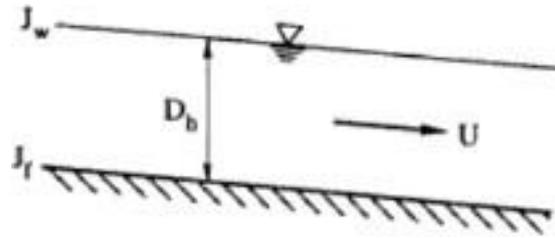


Figure IV. 3 Schéma d'un écoulement permanent

- **Écoulement non permanent :**

L'écoulement est non uniforme si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient avec le temps, c à dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad \dots (IV. 2)$$

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement variée.

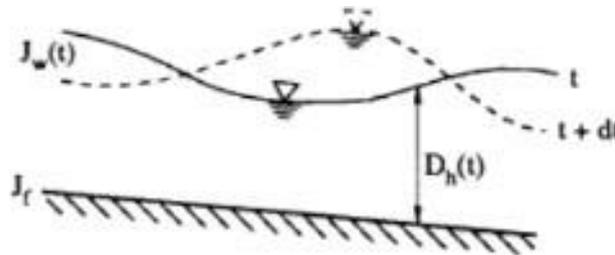


Figure IV. 4 Schéma d'un écoulement non permanent

### B. Variabilité dans l'espace

- **Écoulement uniforme**

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{du}{dx} = 0 \quad \dots (IV. 3)$$

- **Écoulement non uniforme**

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{du}{dx} \neq 0 \quad \dots (IV. 4)$$

- ✓ Écoulement non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si  $x$  désigne une longueur d'écoulement et  $h$  une variation de hauteur,

On a  $\Delta h / x \ll 1$ .

✓ Ecoulement non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

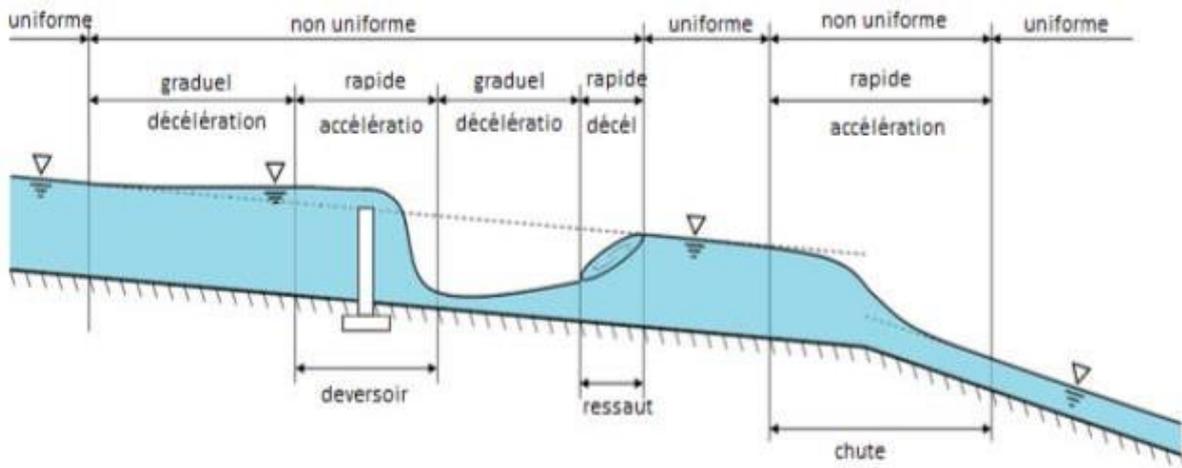


Figure IV. 5 Schéma illustrant les différents types d'écoulements

#### IV.1.4. Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement : écoulement fluviale et écoulement torrentiel. La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. (GRAF.W.H and ALTINAKAR.M. S ;1993, Hydraulique Fluviale).

C'est-à-dire :

$$Fr = \sqrt{(Q^2L/gS^3)} \quad \dots (IV. 5)$$

Il s'écrit aussi :

$$Fr = V \sqrt{(g \cdot Ym)} \quad \dots (IV. 6)$$

Avec :

$ym = S/L$ : le tirant d'eau moyen dans la section.

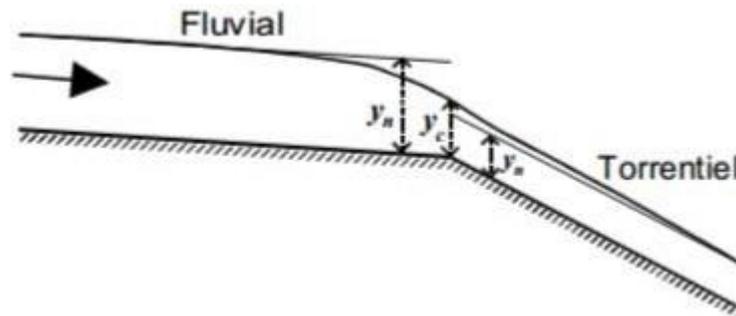
Lorsque :

- $Fr = 1$  : le régime est critique.
- $Fr < 1$  : le régime est fluvial.
- $Fr > 1$  : le régime est torrentiel.

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.

Lorsque :

- $Y_n < Y_c$  : écoulement uniforme torrentiel.
- $Y_n > Y_c$  : écoulement uniforme fluvial.



**Figure IV. 6** Passage du régime fluvial au régime torrentiel

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former quatre autres régimes, le nombre de Reynolds.

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire :

$$Re = (V * h) / \nu \quad \dots \text{ ( IV. 7 )}$$

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- $Re < 500$  : écoulement laminaire.
- $Re < 2000$  : écoulement turbulent.
- $500 < Re < 2000$  : écoulement de transition

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- $Fr < 1, Re < 500$  : écoulement fluvial-laminaire.
- $Fr < 1, Re > 2000$  : écoulement fluvial-turbulent.
- $Fr > 1, Re < 500$  : écoulement torrentiel-laminaire.
- $Fr > 1, Re > 2000$  : écoulement torrentiel-turbulent.

## IV.2. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non Aménagé

### IV.2.1. Etat des oueds de la zone d'études

Nous intéressons aux oueds suivants :

- En commençant par l'oued GUELT EL ZERGA, sa source commence par Ain Hamamma sur une distance de 1.5 Km. Par rapport au début de l'oued, en aval juste au niveau de la route, il y a un ouvrage en passage busé au nombre de quatre sous dimensionné puisqu'il y a un grand débordement lors de dernier passage de la crue, qui a inondée toute la zone.
- L'oued AIN DJENBA qui commence par l'amont en traversant l'auto – route Est Ouest, qui fait jonction avec l'oued GUELT ZERGA.
- L'oued GUELT KHEMAMSSA qui commence en amont de l'autoroute et traversé par un ouvrage.
- L'oued ABDERHAIME qui commence en amont de l'AutoRoute Est Ouest, et traverse la R.N. N°77 entre Jijel et Sétif, puis se termine dans les vergers, on a remarqué que l'oued devient un épandage, ce qui constitue un danger imminent aux habitations et les agriculteurs en aval de l'oued.



Figure IV. 7 Oued ABDERHAIME

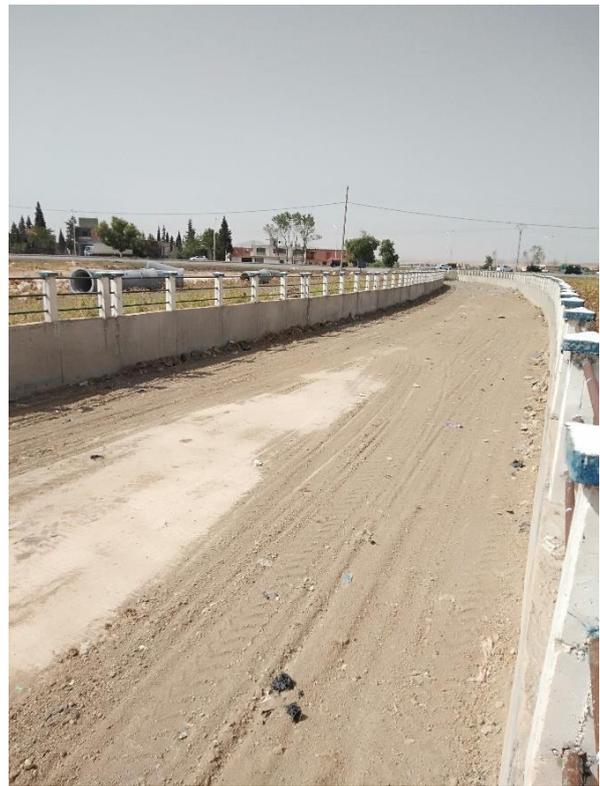


Figure IV. 8 Oued GUELT ZERGA



Figure IV. 9 Pont sur la rue national N°77

## IV.2.2. Modélisation de l'écoulement

### IV.2.2.1. Présentation du logiciel Hec-Ras

Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux tout en prenant en compte des phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (noeud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique. **U.S. Army Corps of Engineers (2010a, b).**

Les calculs des différents paramètres hydrauliques effectués par le logiciel Hec-Ras sont basés sur les équations d'hydraulique à surface libre (Saint-Venant 1D, ManningStrickler...).

### IV.2.2.2. Etapes de simulation par HEC-RAS

Avant de commencer il faut créer un nouveau projet qui consiste à choisir un nom, un titre et l'emplacement du fichier.

#### I.1.1.1.1 Modélisation de la rivière (données géométriques) :

La modélisation de la rivière consiste à définir la géométrie des oueds étudiés tel que les sections en travers (largeur, profondeur...), et les données d'ouvrages d'art ou hydraulique existants (pont, devroire ...).



I.1.1.1.4 Résultat de la simulation :

Le plan des cours d'eau en trois dimensions et leurs profils en longs du modèle géométrique sont présentés sur les figures si dessous :

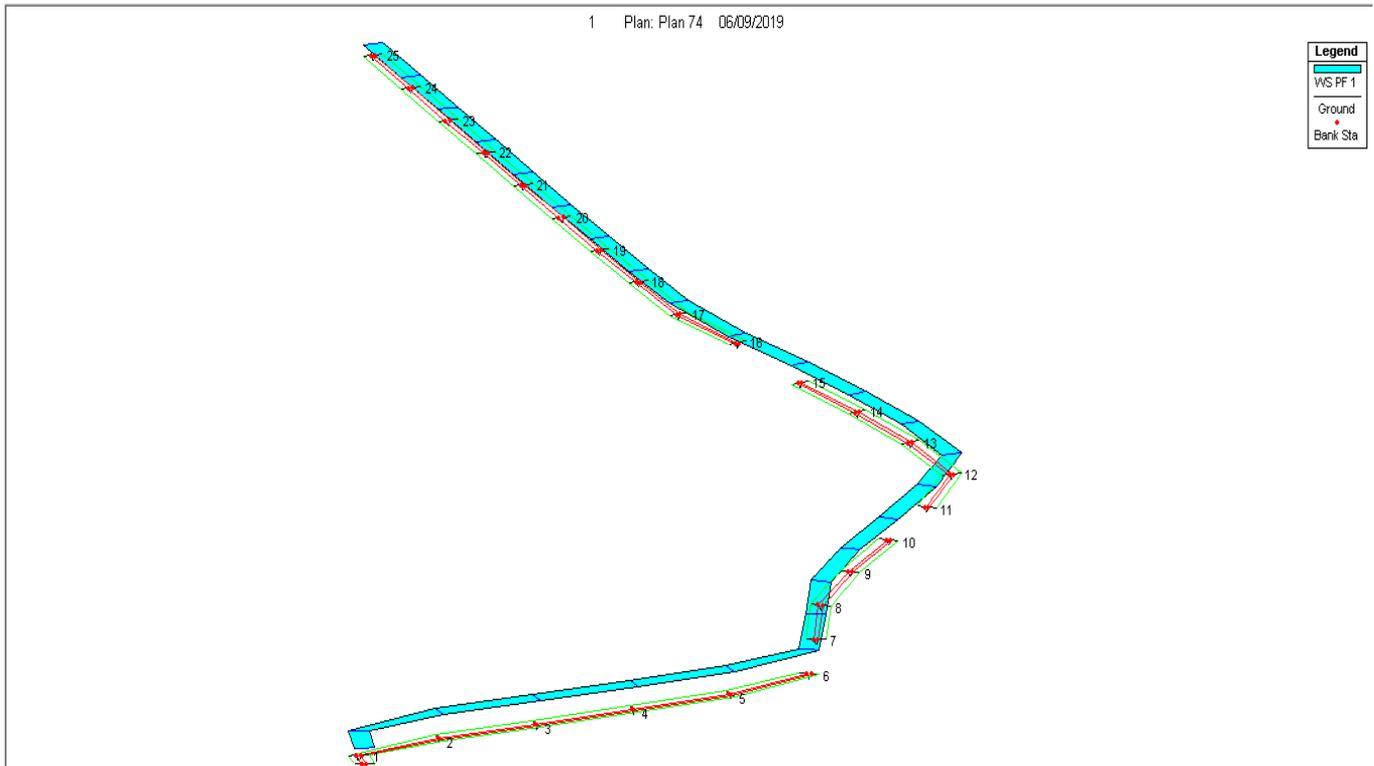


Figure IV. 11 Vue en Plan en 3D d'Oued GUELTA ZARGA, après la simulation.

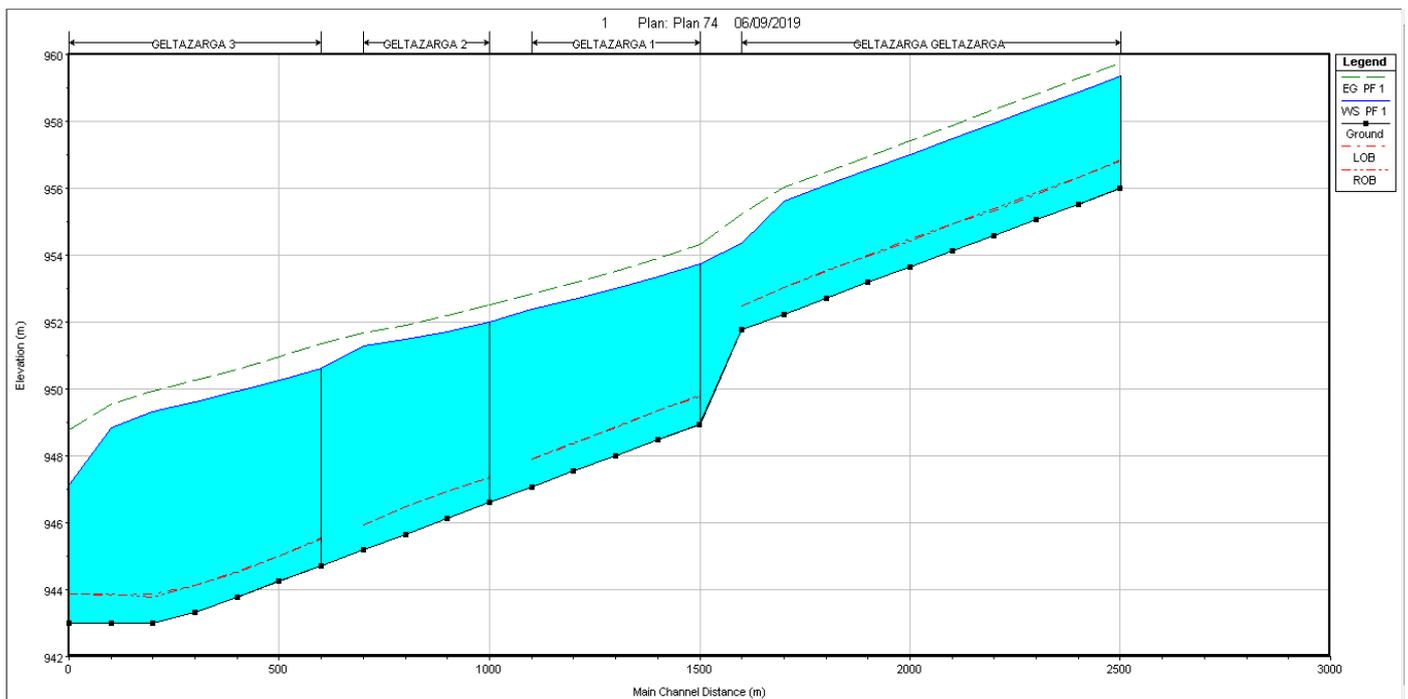


Figure IV. 12 Profil en long d'Oued GUELTA ZARGA, après la simulation.

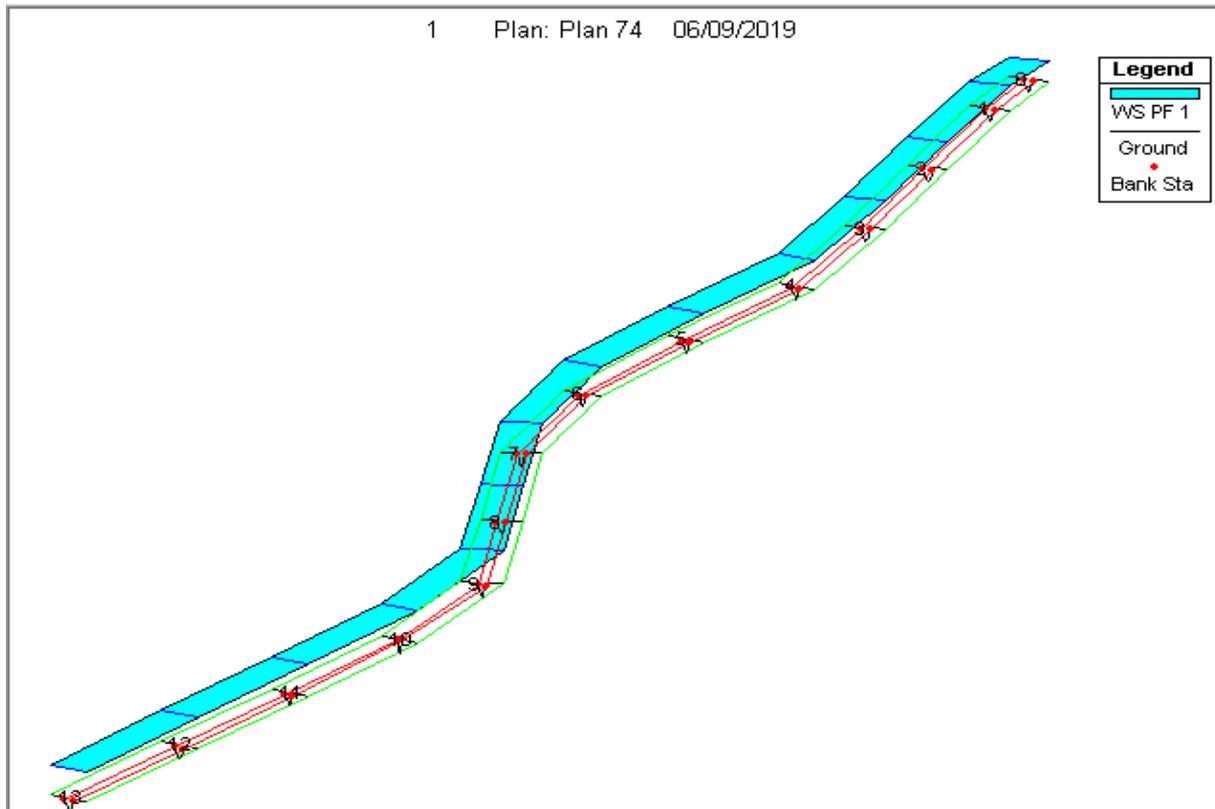


Figure IV. 13 Vue en Plan en 3D d'Oued AIN DJENBA, après la simulation.

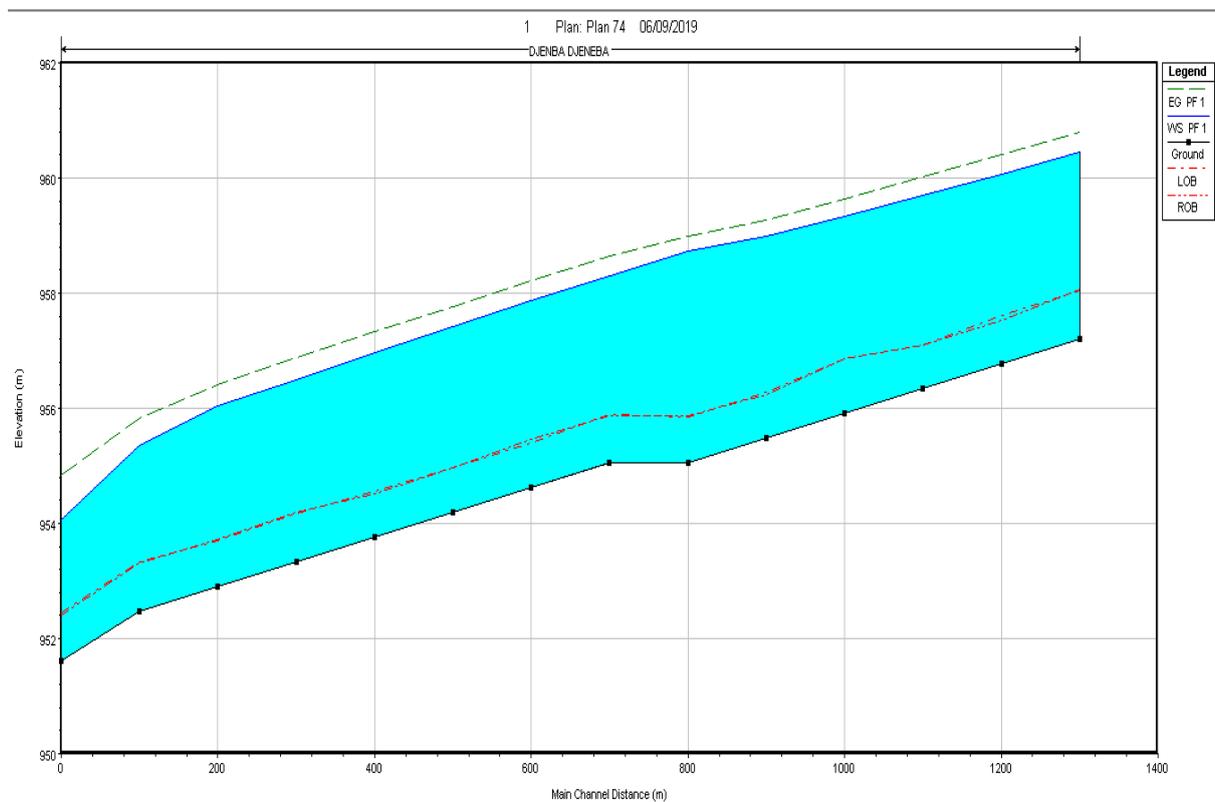
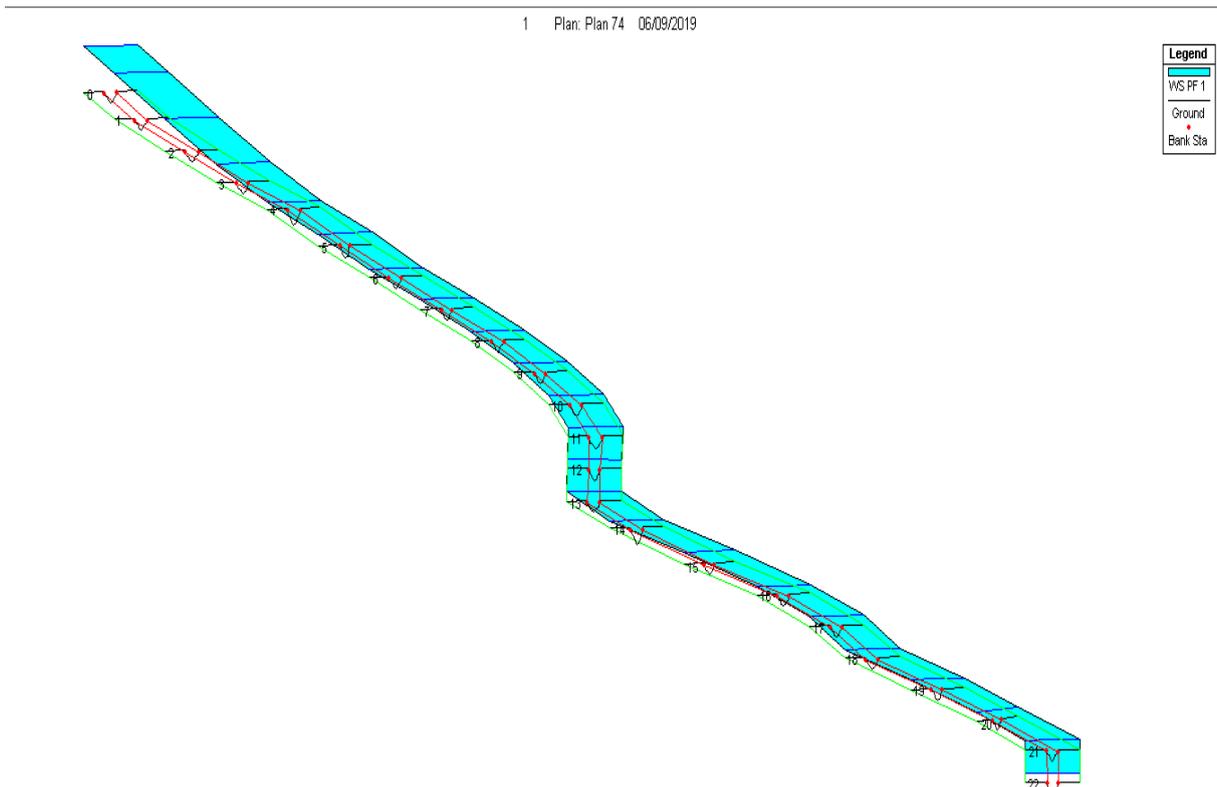
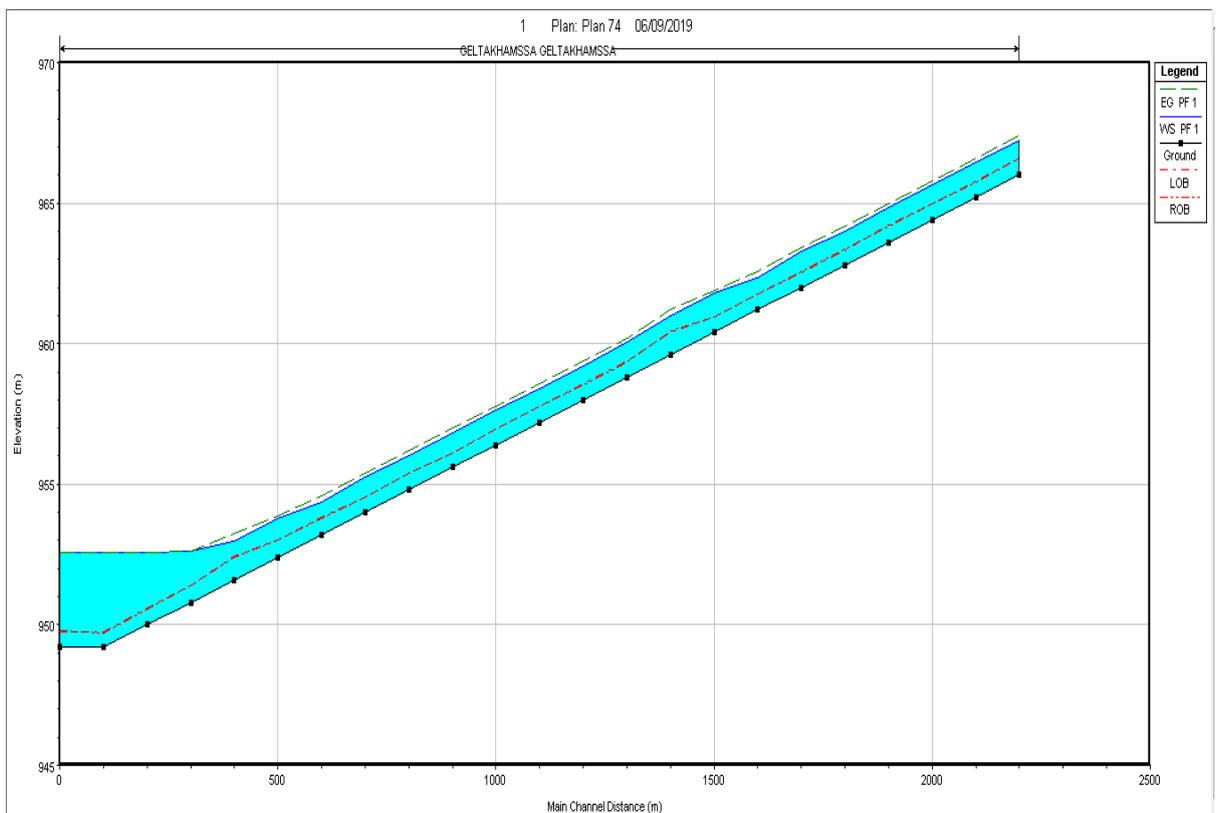


Figure IV. 14 Profil en long d'Oued AIN DJENBA, après la simulation.



**Figure IV. 15** Vue en Plan en 3D d'Oued GUELTA KHMAMSA, après la simulation.



**Figure IV. 16** Profil en long d'Oued GUELTA KHMAMSA, après la simulation.

1 Plan: Plan 74 06/09/2019

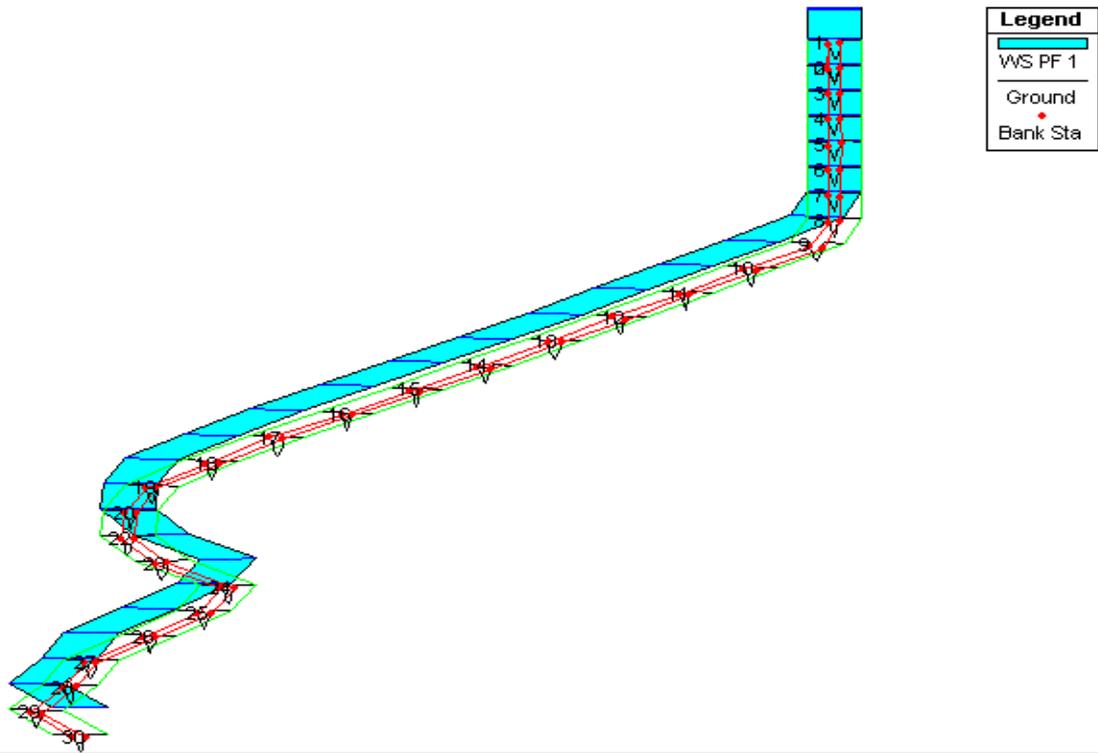


Figure IV. 17 Vue en Plan en 3D d'Oued ABDRAHAIME, après la simulation.

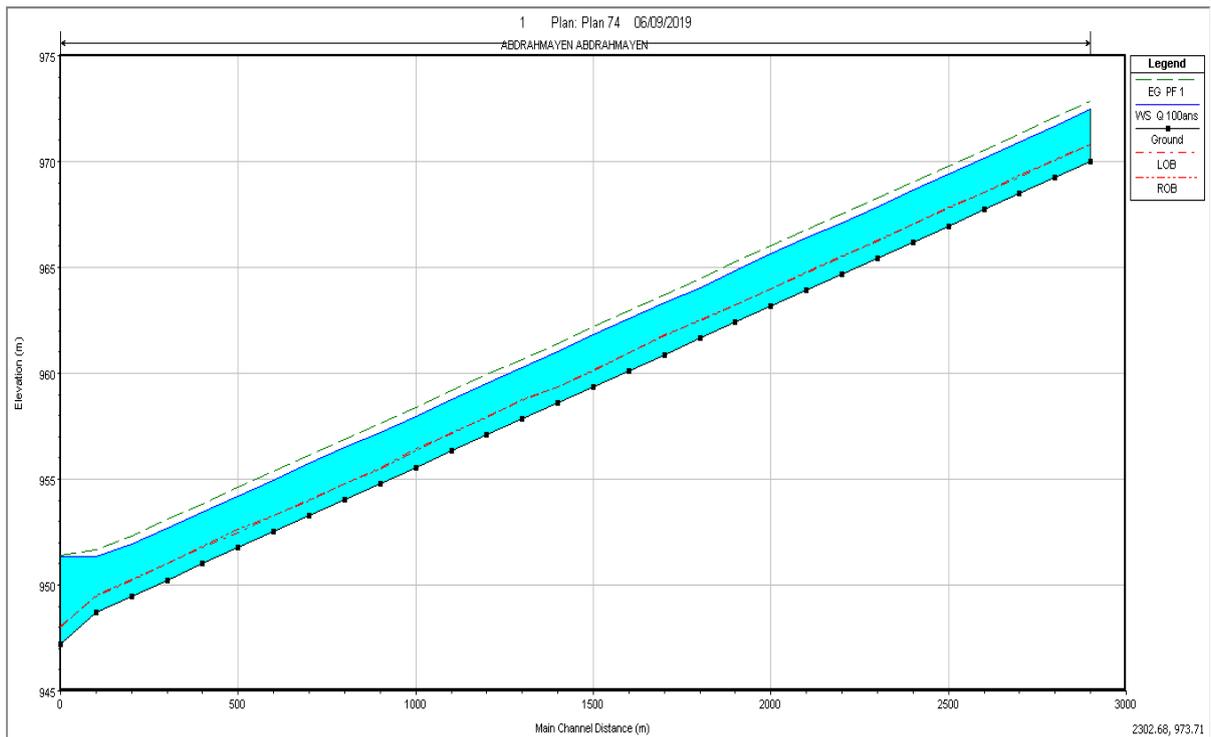


Figure IV. 18 Profil en long d'Oued ABDRAHAIME, après la simulation.

Les figures suivantes représentent une section en travers de chaque oued et les autres sections sont présentés en annexe.

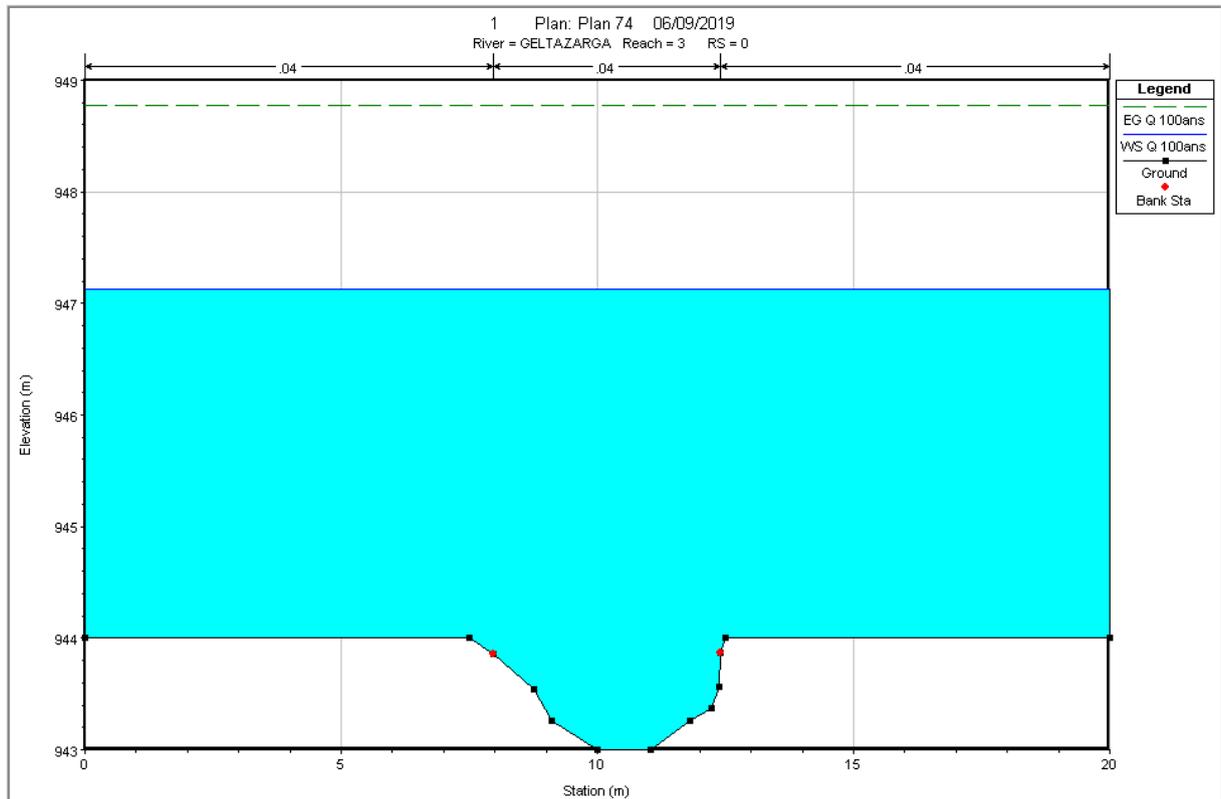


Figure IV. 19 Section en travers S0 d'oued GUELTA ZARGA.

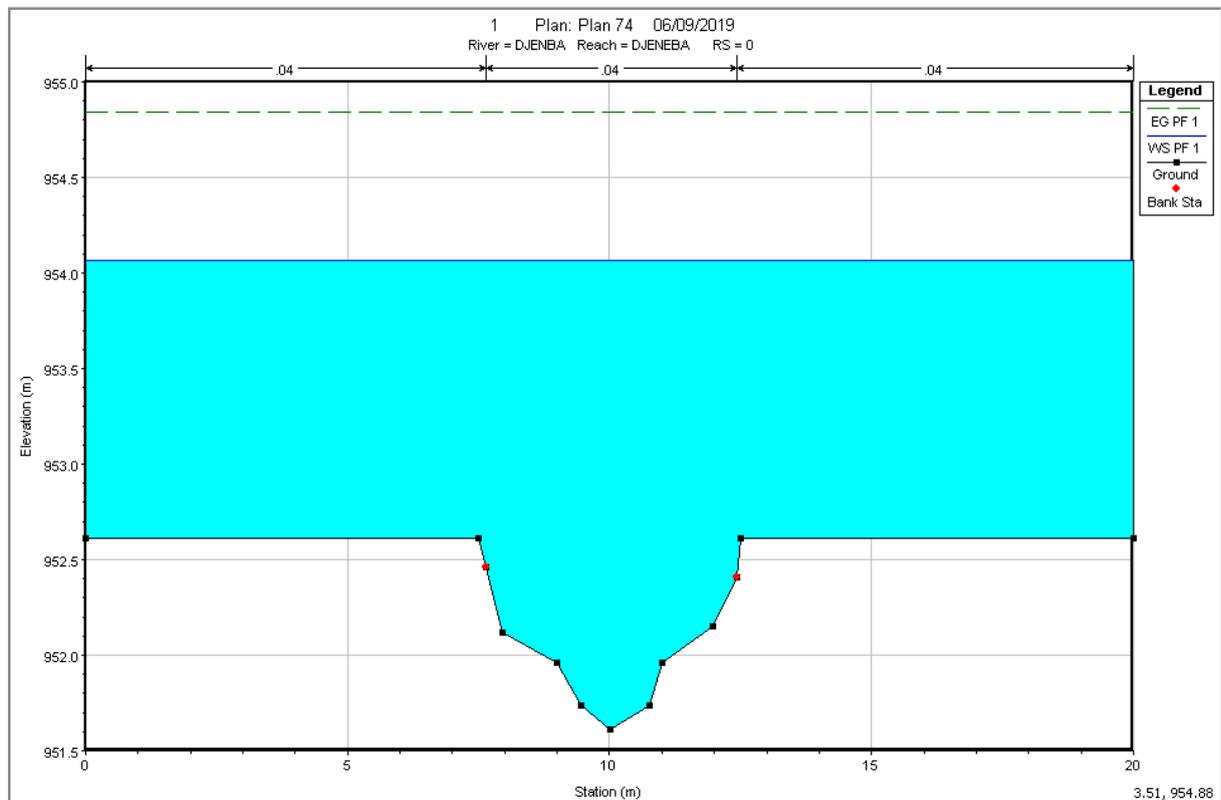


Figure IV. 20 Section en travers S0 d'oued AIN DJENBA

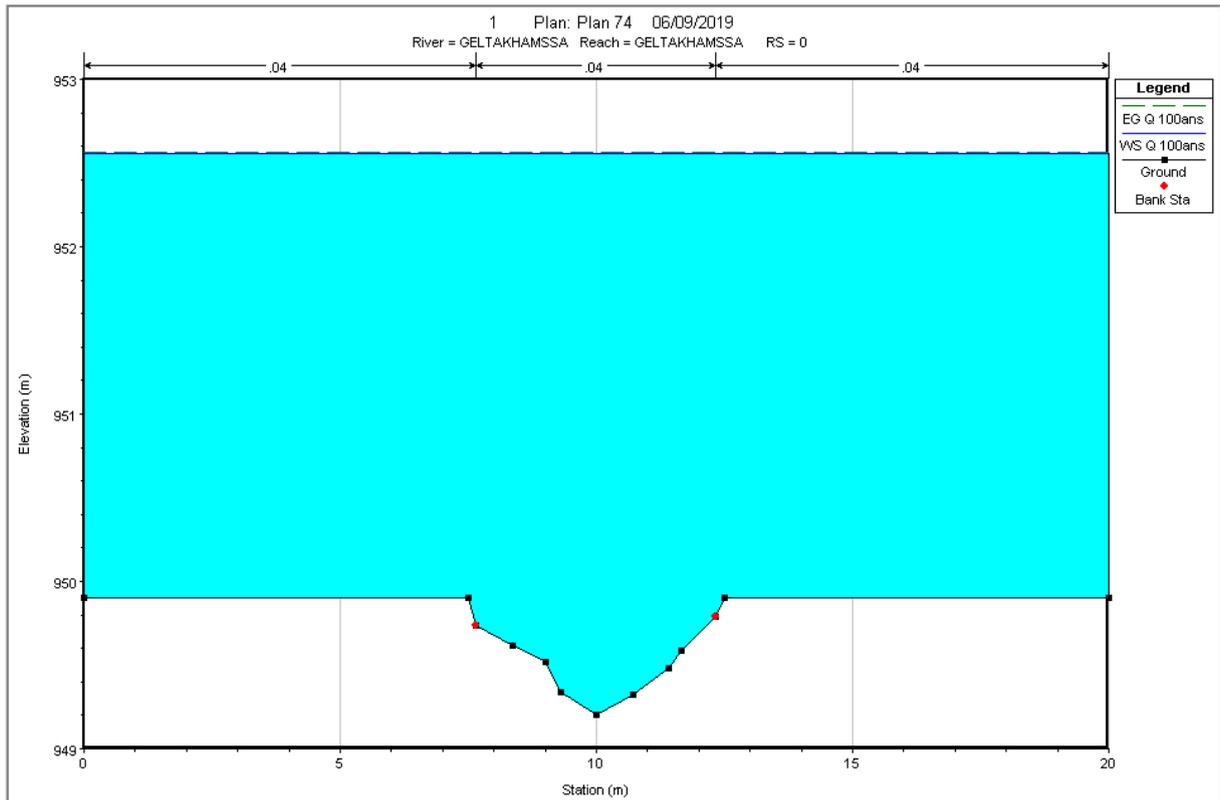


Figure IV. 21 Section en travers S0 d'oued GUELTA KHEMAMSA

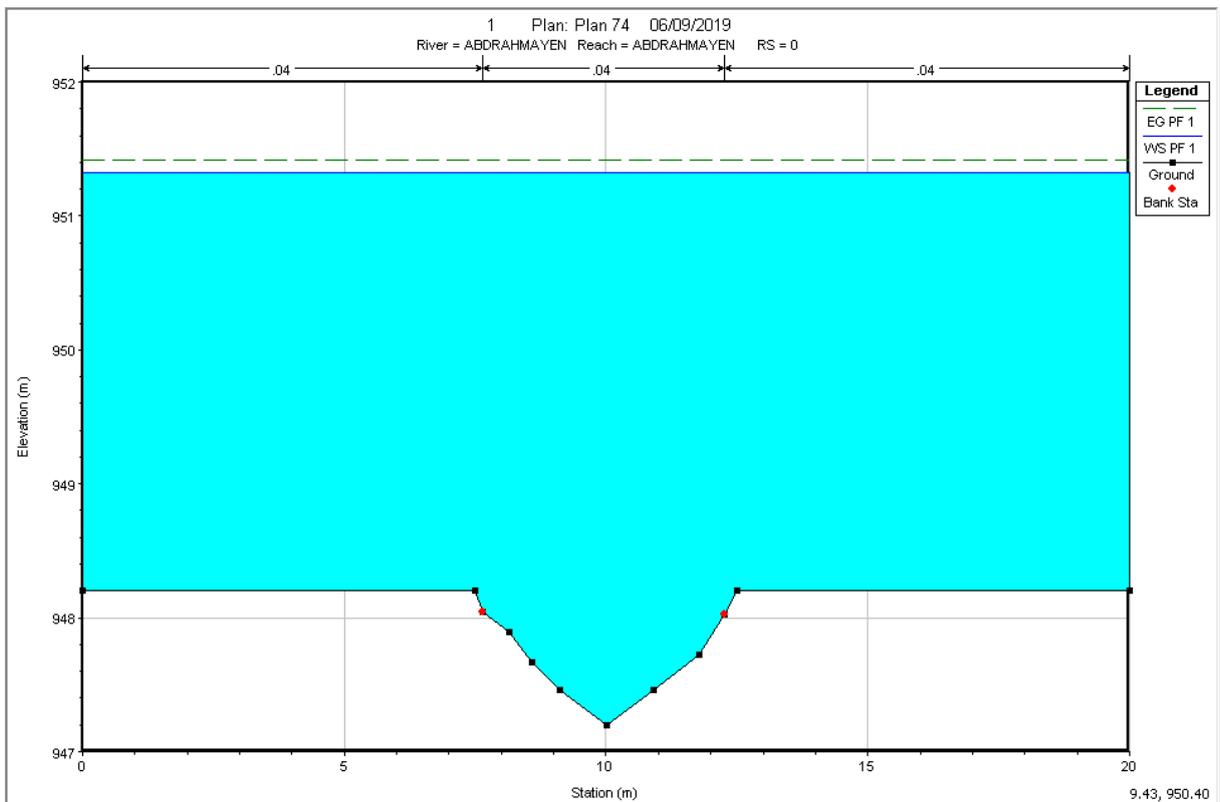


Figure IV. 22 Section en travers S0 d'oued ABDERAHAIME

### Interprétation

Vue le niveau d'eau dans toutes les sections en travers de chaque oued, nous remarquons que tous les oueds sont inondés sur tous leurs longueurs, selon les paramètres suivants :

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.46 et 6.76 m/s.
- La hauteur d'eau qui varie entre 0.6 et 4.5 m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0,46 et 1,10.

### IV.3. Les zones inondables

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables.

Dans cette partie nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente avec utilisation de l'application RAS-Mapper intégrer dans HEC-RAS version 5.0.7



**Figure IV. 23** Les zones inondables

### Conclusion

La détermination des zones inondables par la simulation avec le logiciel HEC-Ras des cours d'eau montre bien qu'il est nécessaire d'effectuer un aménagement des oueds pour la protection humaine, des bien et de l'environnement.

**Chapitre V :**  
**Etudes des variantes**  
**d'aménagement**

## CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement

### Introduction

Dans ce chapitre nous allons proposer des variantes d'aménagement pour chaque oued, basés sur les résultats du chapitre précédent.

### V.1. Principe d'aménagement

#### V.1.1. Les différents types d'aménagements

##### V.1.1.1. Reprofilage

Modification et homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation. Le reprofilage d'un cours d'eau consiste à uniformiser sa pente, modifiant la zonation du profil en long. Ce type d'opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit. (AFB.2018)

##### V.1.1.2. Curage

Il s'agit de nettoyer le cours d'eau des sédiments, pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

##### V.1.1.3. Protection des berges

Suite à une crue importante les berges de l'oued seront soumises à des courants perturbateurs d'eau, ces derniers provoquent le transport de quelques parties de terre, ainsi le glissement de terre due aux infiltrations des eaux après la crue, cela nécessite des ouvrages qui maintiennent la stabilité des terres.

##### V.1.1.4. Réalisation des canaux

Il s'agit de régénérer le couloir d'oued avec des différents matériaux de différents structures.

### V.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par la relation suivante :

$$Q^1 = \frac{R_h^2 S_m I^2}{n} \quad \dots (V.1)$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m<sup>3</sup>/s).

n : rugosité du canal.

S<sub>m</sub> : section mouillée du canal en (m<sup>2</sup>).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R<sub>h</sub> : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{\bar{S}_m}{m} \quad \dots (V.2)$$

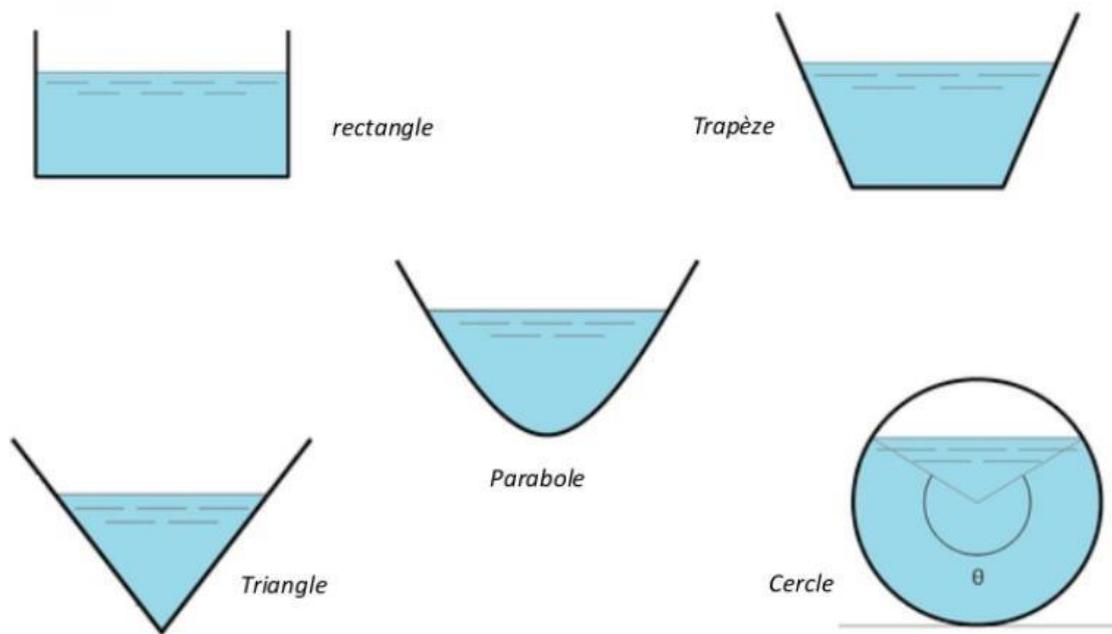


Figure V. 1 Différentes formes de canaux

Source : YONABA.O, HYDAULIQUE A SURFACE LIBRE

Section transversale du canal	Superficie de la section transversale A (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé P (m)	Rayon hydraulique R = (2) ÷ (3) (m)	Largeur à la surface de l'eau B (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	$bh$	$b + 2h$	$\frac{bh}{b + 2h}$	$b$
	$(b + zh) h$	$b + 2h \sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b + zh) h}{b + 2h \sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zh$
	$zh^2$	$2h \sqrt{1+z^2}$	$\frac{zh}{2 \sqrt{1+z^2}}$	$2zh$

Figure V. 2 Géométrie des sections immergés dans un canal

### V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement

#### V.1.3.1. La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique.

#### V.1.3.2. Le coefficient de rugosité

La rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau V. 1** Valeurs de coefficient de rugosité

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal en gabion	0.03
Canal en pierres sèches	0.025
Canal en terre droit et uniforme	0.017
Canal a revêtement en béton	0.013

Source : Table de rugosité de Manning

#### V.1.3.3. . Revanche des canaux

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, etc.

Pour le dimensionnement du canal, on opte une pour une revanche de 0.75 m à 1 m.

### V.2. Etude des variantes

Les variantes proposées pour l'aménagement des oueds sont :

- Un canal trapézoïdal en béton armé.
- Un canal en gabion.

#### V.2.1. Canal trapézoïdal en béton armé

La forme trapézoïdale est choisie car elle représente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grandeur capacité de transit des eaux, le champ d'écoulement est maximum, et par ce qu'elle présente un profil plus stable.

##### V.2.1.1. Dimensionnement

Les dimensions des canaux en béton armés de chaque oued sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m
<b>Guelta Zarga</b>	1	16	25	900	0.37	12	2	1
	2	11	15	400	0.50	12	2	1
	3	7	10	300	0.46	12	3	1
	4	1	6	500	0.38	12	4	1
		0	1	100	0.30	12	4.5	0.9
<b>Ain Djenba</b>	1	0	13	1300	0.42	12	2	1
<b>Gelta Khamsa</b>	1	0	1	100	0.01	8	1	1
	2	1	21	2000	0.10	5	1	1
	3	21	22	100	0.70	6	1	1
<b>Abdrahaime</b>	1	0	1	100	1.32	12	1.2	1
	2	1	28	2700	0.71	12	1.4	1
	3	28	29	100	0.56	12	1.6	1
	4	29	30	100	0.005	12	1.8	1

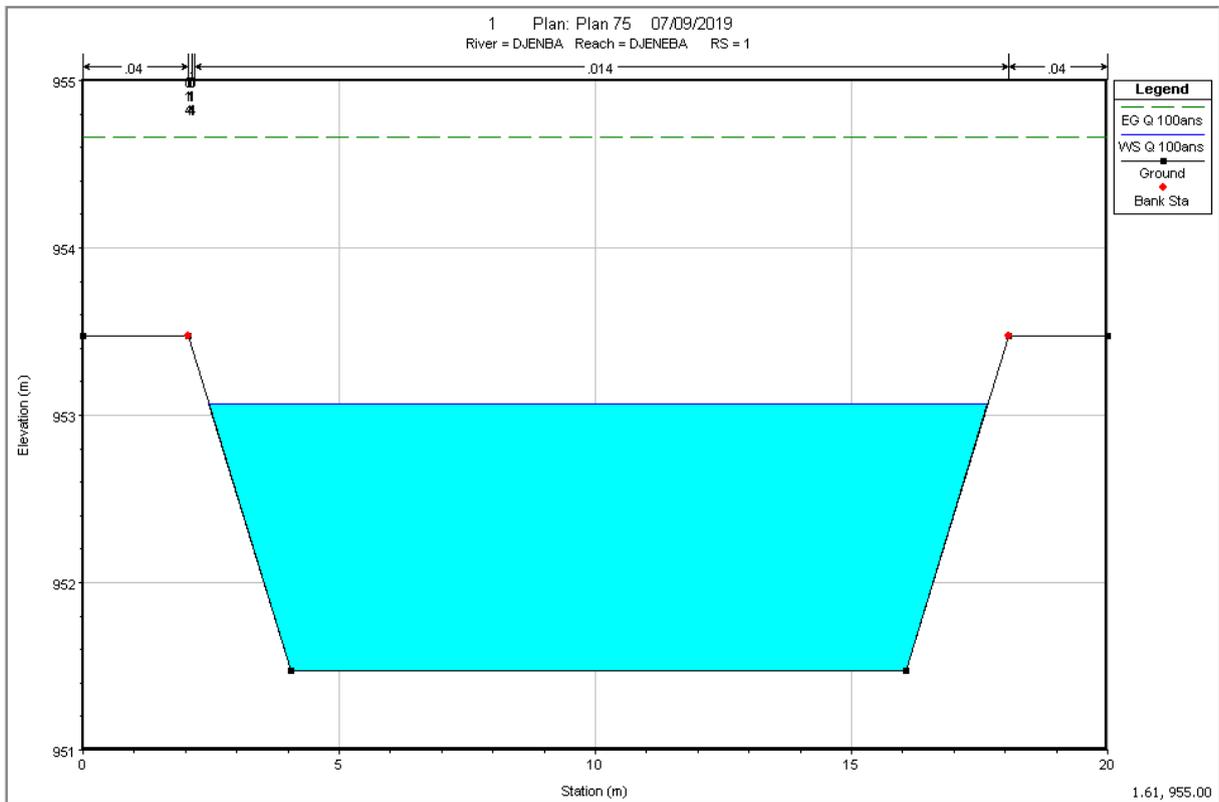
**V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement**

Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans l'Annex 2 et nous présentons les différents sections dans le tableau suivant :

Tableau V. 3 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Oued	Profil	Débit Q (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillée(m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m/m)	Remarque	
<b>Guelta Zarga</b>	<b>Partie 1</b>	1	137.44	4.39	1.98	1	28	17.65	1.58	Régime torrentiel
	<b>Partie 2</b>	1	258.93	8.50	1.8	1.99	28	17.65	1.58	Régime torrentiel
	<b>Partie 3</b>	2	278.93	7.01	2.75	1.63	45	20.48	2.19	Régime torrentiel
	<b>Partie 4</b>	3	364.50	8.09	3.5	1.63	64	23.31	2.75	Régime torrentiel
4		364.50	6.26	4.23	1.14	72.23	24.10	2.99		
<b>Ain Djenba</b>	1	121.49	5.59	1.78	1.49	28	17.65	1.58	Régime torrentiel	
	5	121.49	4.21	1.89	1.00	32.89	18.50	1.77		
<b>Guelta Khmamsa</b>	6	20.81	4.62	0.83	1.78	6.00	7.82	0.77	Régime torrentiel	
	7	20.81	2.95	0.65	1.00	7.00	8.82	0.79		
	8	20.81	2.92	0.72	1.08	9.00	10.82	0.83		

<b>Abdrahaim</b>	9	85.57	6.4	1.87	2.00	15.69	15.22	1.03	Régime torrentiel
	10	85.57	6.00	1.52	1.91	18.56	15.76	1.17	
	11	85.57	5.13	1.36	1.53	21.50	16.30	1.21	
	12	85.57	3.81	1.17	1.00	24.51	16.84	1.45	



Les sections en travers des profils sont représentés dans les figures suivantes :

**Figure V. 3** Section du profil

Avec :

b : base du trapèze 12m.

h : hauteur du trapèze 2m.

m : fruit de talus 1.

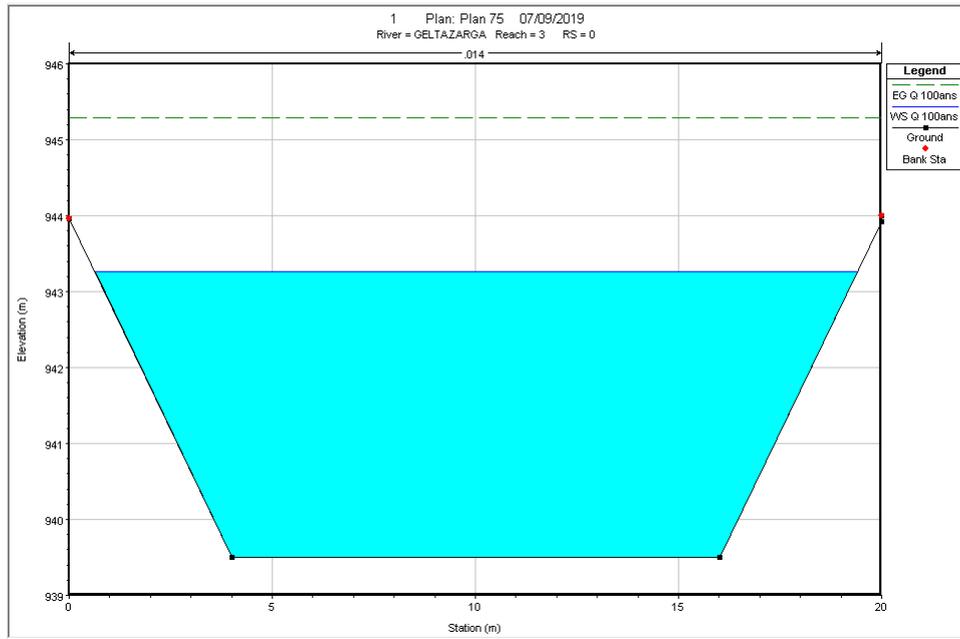


Figure V. 4 Section du profil 4

Avec :

b : base du trapèze 12m, h : hauteur du trapèze 4.5m, et m : fruit de talus 0.9.

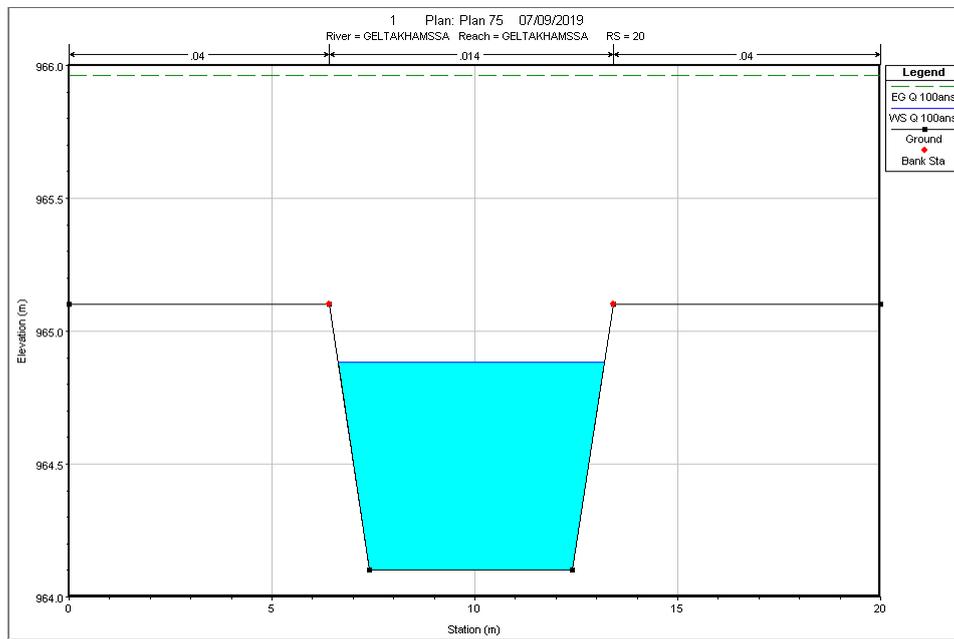


Figure V. 5 Section du profil 6

Avec

b :base du trapèze 5m, h : hauteur du trapèze 1m, et m : fruit de talus 1.

### V.2.1.3. Estimation du coût de la variante

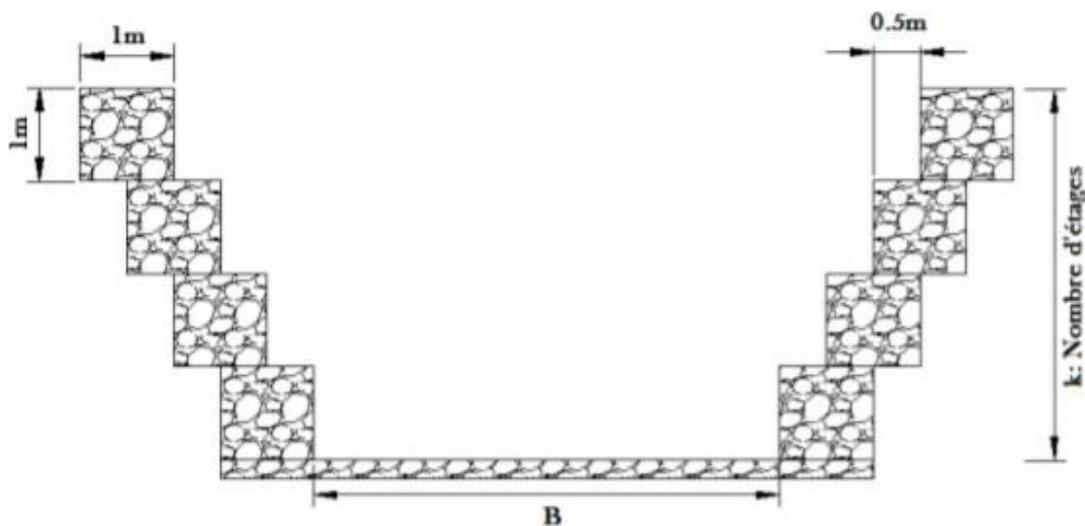
On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. l'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 Devis de la variante (canal en béton armé).

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m <sup>3</sup>	172109	250	430.272.50
	Remblai	m <sup>3</sup>	0	200	0
Béton de propreté		m <sup>3</sup>	9840	6000	590.400.00
Béton armé		m <sup>3</sup>	4083.75	32000	643.334.400
Montant Totale					745.401.650

### V.2.2. Canal mixte Gabion et béton armé

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont 2 \* 1 \* 1 m et 2 \* 1 \* 0.5 m. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui



renforce la stabilité des berges.

Figure V. 6 Coupe en travers d'un canal en gabion

**V.2.2.1. Dimensionnement**

Les dimensions des sections des oueds aménagés sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V. 5** Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

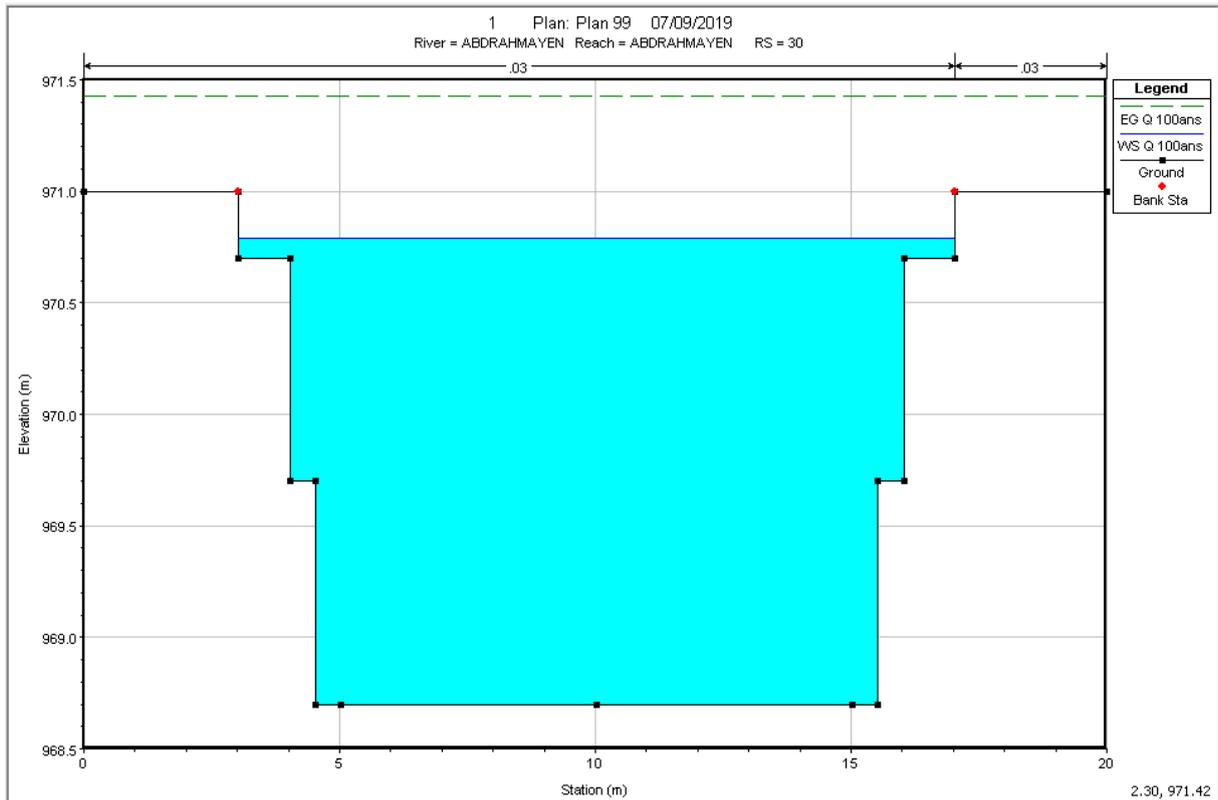
Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m	Type section
<b>Guelta Zarga</b>	1	16	25	900	0.37	12	2	1	Trapèze Béton
	2	11	15	400	0.49	12	2	1	Trapèze Béton
	3	7	10	300	0.47	12	3	1	Trapèze Béton
	4	1	6	500	0.37	12	4	1	Trapèze Béton
		0	1	100	0.2	12	4.5	0.9	Trapèze Béton
<b>Ain Djenba</b>	1	0	13	1300	0.43	12	3	/	Gabion
<b>Gelta Khamsa</b>	1	0	22	2200	0.76	11	1	/	Gabion
<b>Abdrahmain</b>	1	0	30	2971	0.76	10	2	/	Gabion

**V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement :**

Les paramètres d'écoulement des oueds aménagés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V. 6** Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion.

Oued	Profil	Débit Q (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillée(m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m/m)	Remarque
<b>Guelta Zarga</b>	<b>Partie 1</b>	137.44	6.05	2	1.55	28	17.65	1.58	Régime torrentiel
	<b>Partie 2</b>	258.93	7.83	2.3	1.94	28	17.65	1.58	Régime torrentiel
	<b>Partie 3</b>	278.93	7.92	2.5	1.75	45	20.48	2.19	Régime torrentiel
	<b>Partie 4</b>	3	364.50	7.81	3.45	1.63	64	23.31	2.75
4		364.50	7.18	4	1.56	72.23	24.10	2.99	
<b>Ain Djenba</b>	5	121.49	3.30	3	0.80	39	20	1.95	Régime torrentiel
<b>Guelta Khmamsa</b>	6	20.81	2.46	0.7	0.87	11	13	0.85	Régime torrentiel



<b>Abdrahaim</b>	7	85.57	3.52	2	0.85	21	15	1.40	Régime torrentiel
------------------	---	-------	------	---	------	----	----	------	-------------------

Figure V. 7 Section en travers de l'oued aménager ABDRAHMAIN

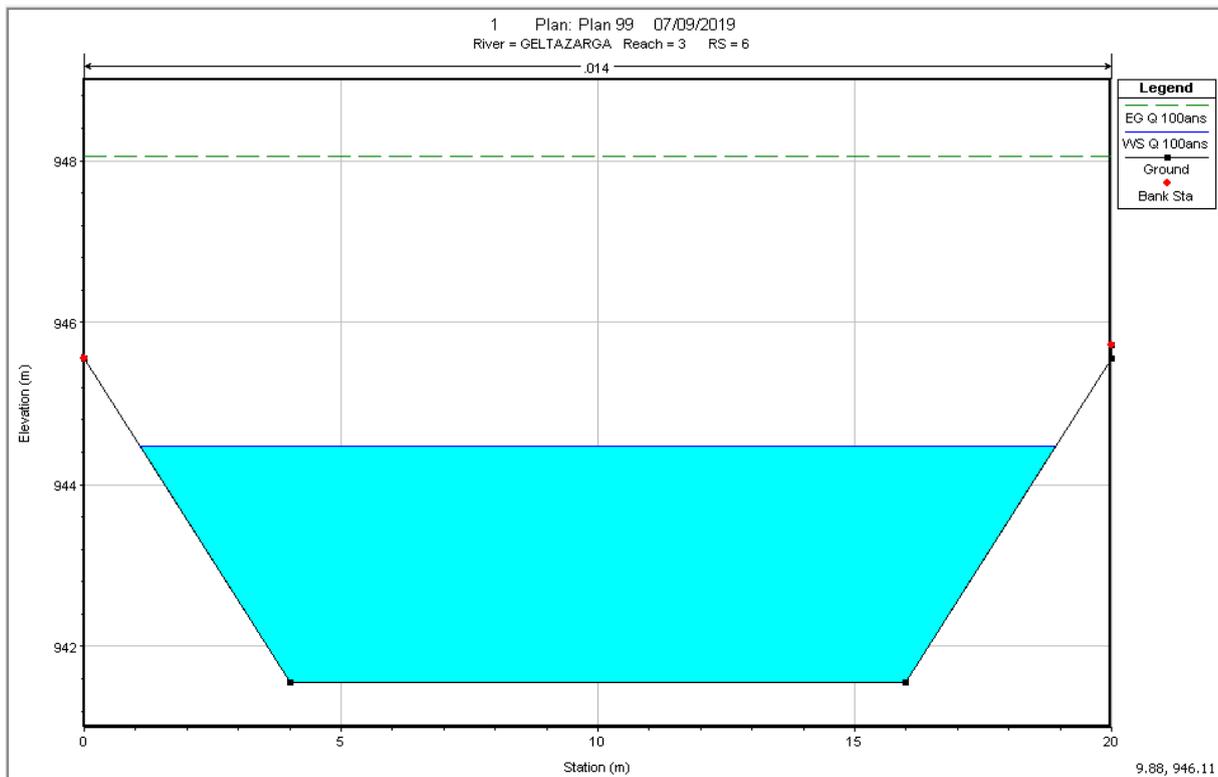


Figure V. 8 Section en travers de l'oued aménager GUELTA ZARGA

### V.2.2.3. Estimation du coût de la variante :

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. l'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau V. 7** Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m <sup>3</sup>	165766	250	41.441.500
	Remblai	m <sup>3</sup>	0	200	0
Béton de propreté		m <sup>3</sup>	135.2	6000	194.688.000
Béton armé		m <sup>3</sup>	405.6	32000	311.500.800
Gabion		m <sup>3</sup>	136191	4500	409.473.000
<b>Montant Totale</b>					<b>957.103.300</b>

## V.3. Choix de la variante d'aménagement

### V.3.1. Critères d'évaluation :

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

- Efficacité hydraulique : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- Difficultés de réalisation : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- Enjeux environnementaux : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
  - Durabilité : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
  - Entretien : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
  - Coût : correspond à l'appréciation du coût de construction.

### V.3.2. La variante choisit

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante du canal en béton armé parait plus économique que la variante mixte

On opte pour la variante d'un canal en béton armé car :

- La simplicité de la réalisation.
- Cout moins élevé.
- Longe durabilité.
- Une bonne stabilité.

## Conclusion

Après avoir étudié les sections proposées pour l'aménagement des oueds, nous avons opté pour les canaux en béton armé de forme trapézoïdale pour tous les oueds.

# **Chapitre VI :**

## **Organisation de chantier**

## CHAPITRE VI : Organisation de chantier

### Introduction

L'organisation de chantier consiste à prévoir les ressources nécessaires (humains, matérielles, et matériaux), et imposer un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but la rapidité, la qualité et l'économie.

### VI.1. Généralité

#### VI.1.1.1. Maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale à qui les travaux sont réalisés c'est le client (promoteur, constructeur ...), son rôle est :

- Etablir ces besoins de construction.
- Organiser les opérations d'investissement.
- Choisir le maître de l'œuvre ou le bureau d'étude.
- Financier les travaux réalisés.

#### VI.1.1.2. Maître de l'œuvre

C'est une personne physique ou morale c'est un conseiller technique désignée par le maître d'ouvrage pour réaliser un ou plusieurs tâches de la mission de construction, son rôle est :

- Diriger les travaux.
- S'assurer la faisabilité du projet.
- Contrôler la conformité des ouvrages.

#### VI.1.1.3. Entrepreneur

C'est une personne physique ou morale qui est chargé de la réalisation des travaux aux conditions bien définies. Son rôle est :

- Etudier le projet coté prix.
- Déterminer les prix unitaires pour la réalisation de chaque ouvrage.
- Dessiner les plans d'installation de chantier.
- Réaliser les ouvrages prévus.

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des travaux.

Tableau VI. 1 Engins utilisés

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Pelles	
	Camions	
	Chargeurs	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Niveleuse	
	Camions	
	Dozers	
	Chargeurs	
	Dumpers	
Compactage	Compacteurs à pieds de mouton	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	

## VI.2. Devis quantitatif et estimatif du projet

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- ◆ Prix unitaire des terrassements.
- ◆ Prix unitaire de fourniture et pose de (gabionnage, tout venant).

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante retenue :

**Tableau VI. 2** Le devis des différents travaux de l'aménagement des oueds de la zone d'étude

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m <sup>3</sup>	172109	250	43.027.250
	Remblai	m <sup>3</sup>	0	200	0
Béton de propreté		m <sup>3</sup>	1361.25	6000	8.167.500
Béton armé		m <sup>3</sup>	4083.75	32000	130.680.000
Montant Totale					745.401.650
TVA 19%					141.626.313,50
Total TTC					887.027.963,50

Le devis du projet est estimé à : huit cents quatre-vingt millions quatre vent-sept mille neuf cent cinquante-deux dinars algériens.

**Définitions** de la planification (BENLAOUKLI, 2004)

### VI.3. Planification

La planification des travaux est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct a temps, aussi économique que possible. Elle consiste en (BENLAOUKLI, 2004) :

- L'installation des postes de travail.
- L'observation instantanée.
- L'analyse des tâches.
- Le chronométrage.

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

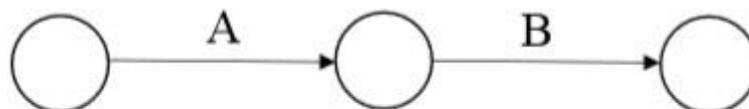
#### VI.3.1.1. Méthodes basées sur le réseau :

##### I.2.2.1.1 Définition :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- a. Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

- b. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

##### I.2.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

#### **I.2.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004) :**

- Méthode C.P.M (Méthode française) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

#### **I.2.2.1.4 Méthodes basées sur le graphique :**

- a. Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

- b. Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

### **VI.3.1.2. Les étapes de la planification :**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### **VI.3.2.2.1 Collection des informations :**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.

**VI.3.2.2.2 Décomposition du projet :**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

**VI.3.2.2.3 Relations entre les tâches :**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**VI.3.1.3. Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004)**

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

**VI.3.2.3.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT.

DCP	tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

tr : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération tel que :

$$DFP = DCP + tr$$

$$DCPP = DFPP - tr$$

**VI.3.2.3.2 Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = 0 \text{ et } \sum tr_{cc} = DTP$$

#### VI.3.1.4. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

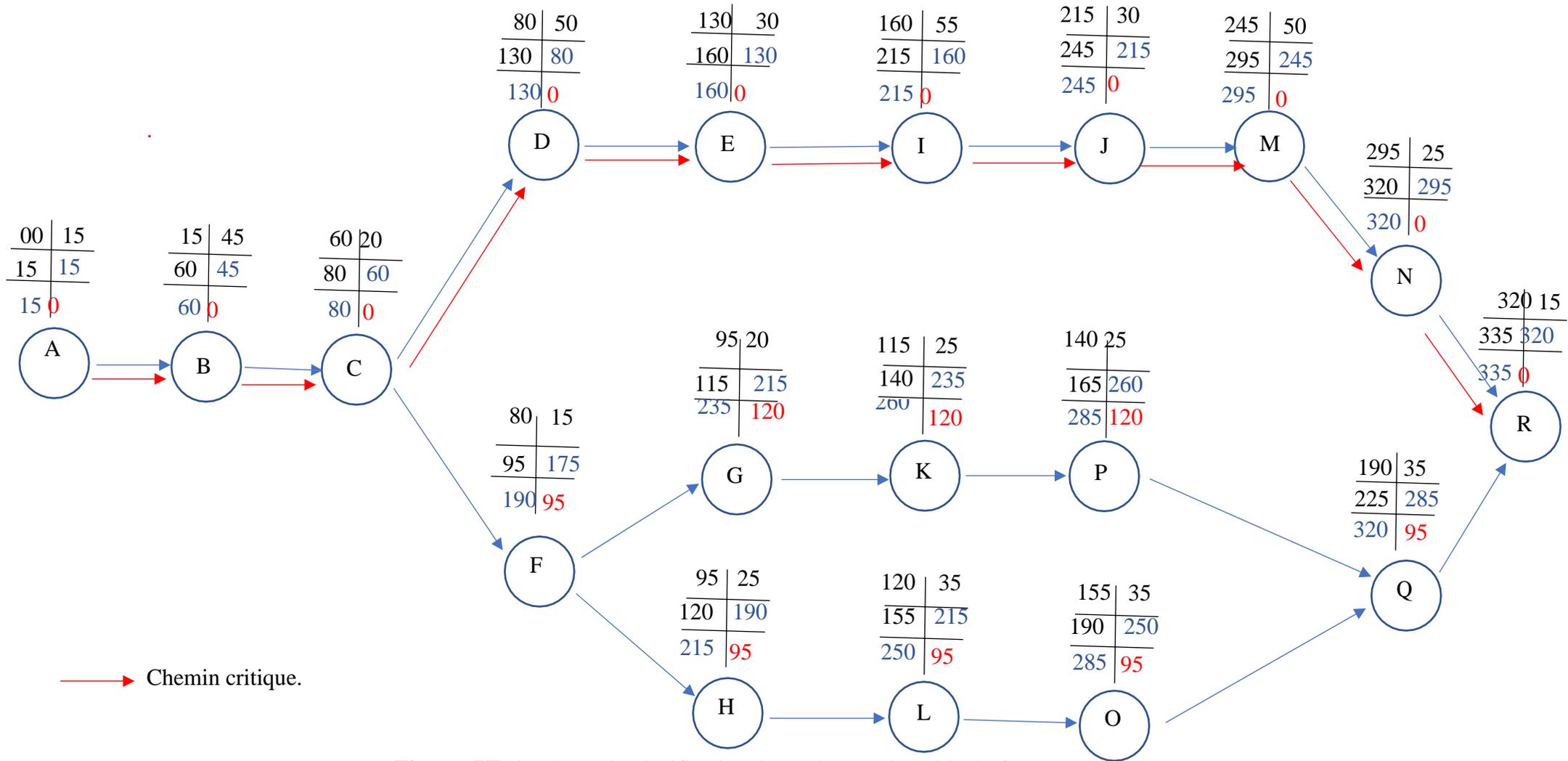
Tableau VI. 3 Liste des opérations avec leurs durées

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur oued AIN DJENBA	B	45
Compactage sur tronçon AIN DJENBA	C	20
Travaux de terrassement sur GUELTA KHEMAMSA	D	50
Compactage sur tronçon oued GUELTA KHEMAMSA	E	30
Exécution de lit du béton de propreté de l'oued AINDJENBA	F	15
Exécution de lit du béton de propreté de l'oued GUELTA KHEMAMSA	G	20
Exécution de béton armé pour les canaux de l'oued de AINDJENBA	H	25
Travaux de terrassement sur oued ABDRAHAIME	I	55
Compactage oued ABDRAHAIME	J	30
Exécution de lit du béton de propreté de l'oued ABDRAHAYEM	K	25
Exécution de béton armé pour les canaux de l'oued de GUELTA KHEMAMSA	L	35
Travaux de terrassement sur oued GUELTA ZARGA	M	50
Compactage sur oued GUELTA ZARGA	N	25
Exécution de béton armé pour les canaux ABDRAHAIME	O	35
Exécution de lit du béton de propreté de l'oued GUELTA ZARGA	P	25
Exécution de béton armé pour les canaux GUELTA ZARGA	Q	35
Déménagement du chantier	R	15

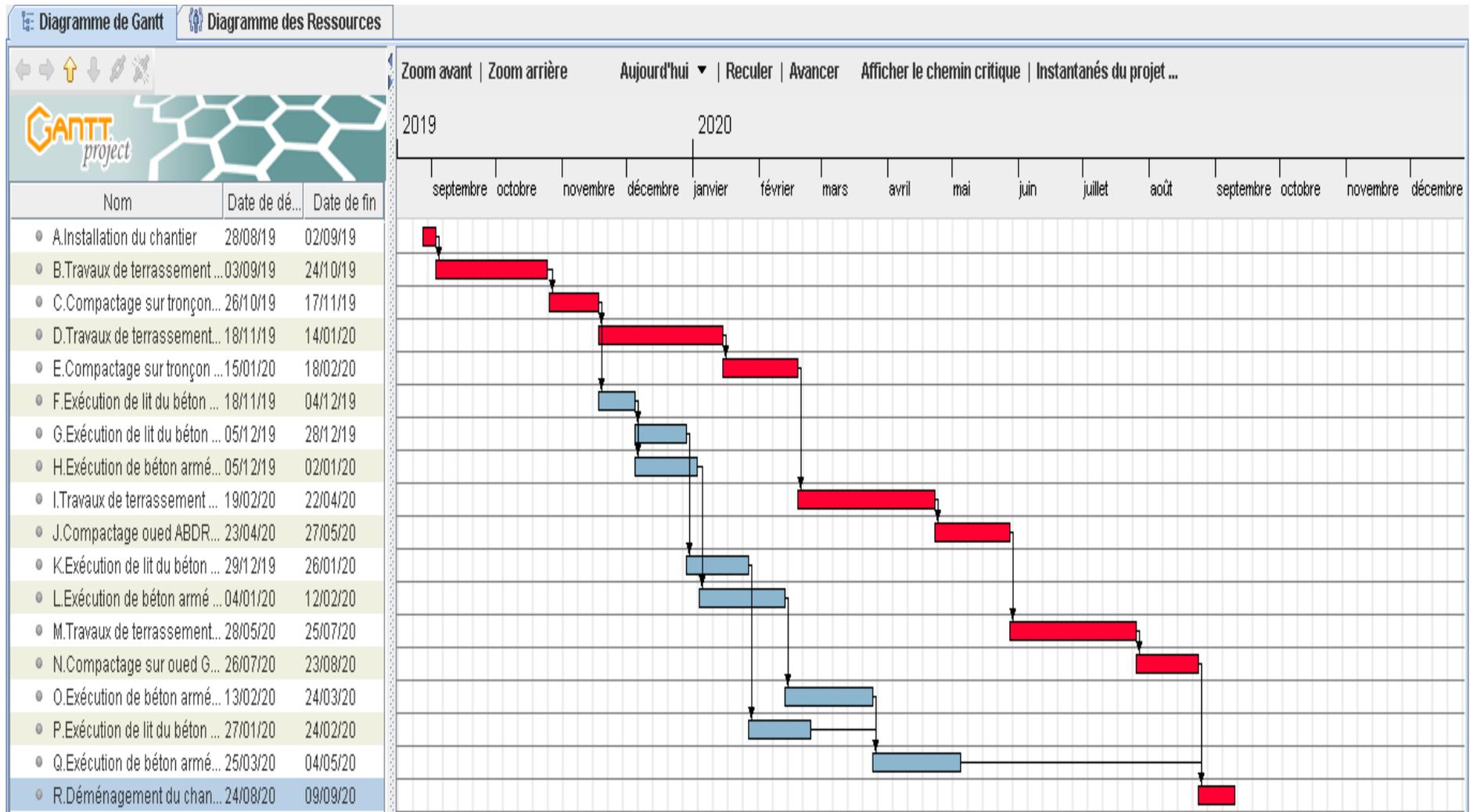
Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède :

**Tableau VI. 4** Succession des taches

<b>Opération</b>	<b>Précède</b>	<b>Durée (Jours)</b>
<b>A</b>	B	15
<b>B</b>	C	45
<b>C</b>	D, F	20
<b>D</b>	E	50
<b>E</b>	I	30
<b>F</b>	G, H	15
<b>G</b>	K	20
<b>H</b>	L	25
<b>I</b>	J	55
<b>J</b>	M	30
<b>K</b>	P	25
<b>L</b>	O	35
<b>M</b>	N	50
<b>N</b>	R	25
<b>O</b>	Q	35
<b>P</b>	Q	25
<b>Q</b>	R	35
<b>R</b>	-	15



Figures VI. 1 Réseau de planification des taches par la méthode CPM.



Figures VI. 2 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.

### **Conclusion**

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des couts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement Des oueds de la zone ouest d'El Eulma est de 887.027.963,50 DA pour un délai de réalisation de 11 mois.

## **Conclusion Générale**

A travers cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir les Oueds AINDJENBA, GUELTA KHMAMSA, GUELTA ZATGA et ABDRAHMAINE qui traversent la zone ouest de la ville d'EL EULMA, pour mettre fin au problème d'inondation. On a scindé notre travail en trois étapes essentielles.

Nous avons d'abord estimé le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crues.

En second lieu, nous avons déterminé les zones susceptibles à être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel HEC-RAS en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel et à l'aide le logiciel AutoCAD Civil 3D.

Finalement, nous avons choisi un aménagement adéquat après une analyse technico économique pour choisir la variante finale qui répond à notre objectif d'étude. En effet, la variante choisie comprend un aménagement, par un canal en béton de forme trapézoïdale sur tout le long des différents oueds.

Le coût de ce projet est estimé à 887.027.963,50 DA, et comme tout projet celui-ci se doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

## Bibliographie

**CEMAGREF. (2004)** Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

**Degoutte, G., 2006.** Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

**Graf, W., Altinakar, M. S., 1993.** Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

**Laborde J.P., 2003.** Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

**Musy, A., Higy, C., 1998.** Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

**Touaïbia, B., 2004.** Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

**TOUATI A, 2010.** Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

**U.S. Army Corps of Engineers (2010a).** HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

**U.S. Army Corps of Engineers (2010b).** HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

**Yahiaoui A., B. Touaibia (2012).** Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

# ANNEXS

## ANNEX 1

### I. Table des valeurs de coefficient de Manning

#### Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
<b>A) Canaux artificiels</b>				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
<b>B) Cours d'eau naturels</b>				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

## ANNEX 2

### II. Tableau des résultats de simulation après aménagement avec le logiciel HEC RAS.

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	11	Q 100ans	20.81	956.90	957.68	958.09	958.77	0.007939	4.64	4.48	6.55	1.79
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	10	Q 100ans	20.81	956.10	956.87	957.29	957.98	0.007990	4.65	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	9	Q 100ans	20.81	955.30	956.07	956.48	957.18	0.008006	4.66	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	8	Q 100ans	20.81	954.50	955.27	955.69	956.38	0.008006	4.66	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	7	Q 100ans	20.81	953.70	954.47	954.89	955.58	0.008006	4.66	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	6	Q 100ans	20.81	952.90	953.67	954.08	954.78	0.008006	4.66	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	5	Q 100ans	20.81	952.10	952.87	953.29	953.98	0.008006	4.66	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	4	Q 100ans	20.81	951.60	952.51	952.78	953.28	0.004702	3.89	5.35	6.81	1.40
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	3	Q 100ans	20.81	950.50	951.21	951.68	952.54	0.010588	5.11	4.07	6.42	2.05
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	2	Q 100ans	20.81	949.70	950.48	950.88	951.57	0.007801	4.62	4.51	6.56	1.78
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	1	Q 100ans	20.81	948.90	949.68	950.09	950.78	0.007964	4.65	4.48	6.55	1.79
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	0	Q 100ans	20.81	948.90	949.71	949.75	950.14	0.002722	2.92	7.13	9.62	1.08
DJENBA	DJENEBA	13	Q 100ans	121.49	956.13	958.18	958.18	959.09	0.001826	4.22	28.82	16.00	1.00
DJENBA	DJENEBA	12	Q 100ans	121.49	955.77	957.53	957.83	958.81	0.003091	5.03	24.17	15.51	1.29
DJENBA	DJENEBA	11	Q 100ans	121.49	955.34	957.00	957.40	958.46	0.003719	5.35	22.72	15.33	1.40
DJENBA	DJENEBA	10	Q 100ans	121.49	954.91	956.54	956.97	958.07	0.003999	5.48	22.18	15.25	1.45
DJENBA	DJENEBA	9	Q 100ans	121.49	954.48	956.09	956.54	957.66	0.004149	5.55	21.91	15.22	1.48
DJENBA	DJENEBA	8	Q 100ans	121.49	954.05	955.65	956.11	957.24	0.004220	5.58	21.78	15.20	1.49
DJENBA	DJENEBA	7	Q 100ans	121.49	953.98	956.03	956.03	956.94	0.001826	4.22	28.82	16.00	1.00
DJENBA	DJENEBA	6	Q 100ans	121.49	953.62	955.38	955.68	956.66	0.003089	5.03	24.17	15.51	1.29
DJENBA	DJENEBA	5	Q 100ans	121.49	953.19	954.85	955.25	956.31	0.003718	5.35	22.72	15.33	1.40
DJENBA	DJENEBA	4	Q 100ans	121.49	952.76	954.39	954.82	955.92	0.003999	5.48	22.18	15.25	1.45
DJENBA	DJENEBA	3	Q 100ans	121.49	952.33	953.94	954.39	955.51	0.004149	5.55	21.91	15.22	1.48
DJENBA	DJENEBA	2	Q 100ans	121.49	951.90	953.50	953.96	955.09	0.004220	5.58	21.78	15.20	1.49
DJENBA	DJENEBA	1	Q 100ans	121.49	951.47	953.07	953.53	954.66	0.004257	5.59	21.72	15.20	1.49
DJENBA	DJENEBA	0	Q 100ans	121.49	950.61	952.03	952.67	954.10	0.006318	6.38	19.06	14.84	1.80
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	30	Q 100ans	85.57	969.20	970.85	970.85	971.59	0.001909	3.81	22.46	15.29	1.00
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	29	Q 100ans	85.57	968.64	969.90	970.32	971.24	0.004716	5.14	16.66	14.51	1.53
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	28	Q 100ans	85.57	968.08	969.30	969.74	970.74	0.005237	5.31	16.10	14.44	1.61
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	27	Q 100ans	85.57	967.32	968.46	968.98	970.13	0.006597	5.73	14.93	14.27	1.79
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	26	Q 100ans	85.57	966.56	967.67	968.22	969.43	0.007160	5.88	14.54	14.22	1.86
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	25	Q 100ans	85.57	965.80	966.90	967.46	968.70	0.007404	5.95	14.38	14.20	1.89
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	24	Q 100ans	85.57	965.04	966.13	966.70	967.95	0.007497	5.97	14.33	14.19	1.90
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	23	Q 100ans	85.57	964.28	965.37	965.94	967.20	0.007555	5.99	14.29	14.18	1.90
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	22	Q 100ans	85.57	963.52	964.61	965.18	966.44	0.007569	5.99	14.28	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	20	Q 100ans	85.57	962.76	963.85	964.42	965.68	0.007600	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	19	Q 100ans	85.57	962.00	963.09	963.66	964.92	0.007598	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	18	Q 100ans	85.57	961.24	962.33	962.90	964.16	0.007598	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	17	Q 100ans	85.57	960.48	961.57	962.15	963.40	0.007589	6.00	14.27	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	16	Q 100ans	85.57	959.72	960.81	961.38	962.64	0.007579	5.99	14.28	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	15	Q 100ans	85.57	958.96	960.05	960.62	961.88	0.007599	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	14	Q 100ans	85.57	958.20	959.29	959.87	961.12	0.007577	5.99	14.28	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	13	Q 100ans	85.57	957.44	958.53	959.10	960.36	0.007598	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	12	Q 100ans	85.57	956.68	957.77	958.35	959.60	0.007574	5.99	14.28	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	11	Q 100ans	85.57	955.92	957.01	957.58	958.84	0.007598	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	10	Q 100ans	85.57	955.16	956.25	956.83	958.08	0.007598	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	9	Q 100ans	85.57	954.40	955.49	956.06	957.32	0.007596	6.00	14.27	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	8	Q 100ans	85.57	953.64	954.73	955.30	956.56	0.007586	6.00	14.27	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	7	Q 100ans	85.57	952.88	953.97	954.54	955.80	0.007596	6.00	14.27	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	6	Q 100ans	85.57	952.12	953.21	953.78	955.04	0.007602	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	5	Q 100ans	85.57	951.36	952.45	953.03	954.28	0.007602	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	4	Q 100ans	85.57	950.60	951.69	952.26	953.52	0.007602	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	3	Q 100ans	85.57	949.84	950.93	951.50	952.76	0.007602	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	2	Q 100ans	85.57	949.08	950.17	950.74	952.00	0.007602	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	1	Q 100ans	85.57	948.32	949.41	949.98	951.24	0.007600	6.00	14.26	14.18	1.91
ABDRAHMAYEN	ABDRAHMAYEN	0	Q 100ans	85.57	947.00	947.98	948.65	950.29	0.010902	6.74	12.69	13.96	2.26

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
GELTAZARGA	GELTAZARGA	25	Q 100ans	137.44	954.78	956.99	956.99	957.97	0.001812	4.39	31.33	16.00	1.00
GELTAZARGA	GELTAZARGA	24	Q 100ans	137.44	954.45	956.38	956.67	957.71	0.002873	5.11	26.91	15.86	1.25
GELTAZARGA	GELTAZARGA	23	Q 100ans	137.44	954.06	955.90	956.29	957.38	0.003388	5.40	25.46	15.68	1.35
GELTAZARGA	GELTAZARGA	22	Q 100ans	137.44	953.59	955.34	955.82	957.00	0.003984	5.70	24.11	15.51	1.46
GELTAZARGA	GELTAZARGA	21	Q 100ans	137.44	953.12	954.83	955.35	956.58	0.004298	5.85	23.51	15.43	1.51
GELTAZARGA	GELTAZARGA	20	Q 100ans	137.44	952.65	954.34	954.88	956.13	0.004473	5.93	23.19	15.39	1.54
GELTAZARGA	GELTAZARGA	19	Q 100ans	137.44	952.18	953.86	954.41	955.68	0.004568	5.97	23.03	15.37	1.56
GELTAZARGA	GELTAZARGA	18	Q 100ans	137.44	951.71	953.39	953.94	955.22	0.004624	5.99	22.94	15.35	1.56
GELTAZARGA	GELTAZARGA	17	Q 100ans	137.44	951.24	952.91	953.47	954.75	0.004657	6.01	22.88	15.35	1.57
GELTAZARGA	GELTAZARGA	16	Q 100ans	137.44	950.77	952.44	953.00	954.28	0.004665	6.01	22.87	15.35	1.57
GELTAZARGA	1	15	Q 100ans	258.93	946.95	948.95	950.21	953.32	0.009123	9.27	27.94	15.99	2.24
GELTAZARGA	1	14	Q 100ans	258.93	946.48	948.63	949.75	952.31	0.007071	8.50	30.46	16.30	1.99
GELTAZARGA	1	13	Q 100ans	258.93	946.01	948.28	949.28	951.54	0.005935	8.01	32.33	16.53	1.83
GELTAZARGA	1	12	Q 100ans	258.93	945.54	947.88	948.81	950.91	0.005321	7.72	33.56	16.68	1.74
GELTAZARGA	1	11	Q 100ans	258.93	945.07	947.45	948.34	950.36	0.004999	7.55	34.28	16.77	1.69
GELTAZARGA	2	10	Q 100ans	278.93	944.60	947.30	948.01	949.81	0.003766	7.01	39.77	17.41	1.48
GELTAZARGA	2	9	Q 100ans	278.93	944.13	946.78	947.54	949.41	0.004036	7.18	38.83	17.30	1.53
GELTAZARGA	2	8	Q 100ans	278.93	943.66	946.28	947.07	948.99	0.004223	7.30	38.23	17.23	1.56
GELTAZARGA	2	7	Q 100ans	278.93	943.19	945.78	946.60	948.55	0.004360	7.38	37.81	17.18	1.59
GELTAZARGA	3	6	Q 100ans	364.50	941.72	944.72	945.75	948.06	0.004482	8.09	45.07	18.01	1.63
GELTAZARGA	3	5	Q 100ans	364.50	941.25	944.24	945.27	947.60	0.004533	8.12	44.90	17.99	1.64
GELTAZARGA	3	4	Q 100ans	364.50	940.78	943.77	944.80	947.14	0.004572	8.14	44.76	17.97	1.65
GELTAZARGA	3	3	Q 100ans	364.50	940.31	943.29	944.35	946.68	0.004602	8.16	44.66	17.96	1.65
GELTAZARGA	3	2	Q 100ans	364.50	940.00	943.13	944.02	946.15	0.003898	7.70	47.32	18.26	1.53
GELTAZARGA	3	1	Q 100ans	364.50	939.80	943.24	943.83	945.64	0.002796	6.86	53.16	18.89	1.30
GELTAZARGA	3	0	Q 100ans	364.50	939.50	943.27	943.58	945.28	0.002144	6.29	57.99	18.78	1.14
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	22	Q 100ans	20.81	965.65	966.66	966.66	967.10	0.002304	2.95	7.06	8.00	1.00
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	21	Q 100ans	20.81	964.90	965.72	966.09	966.68	0.006526	4.35	4.79	6.64	1.63
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	20	Q 100ans	20.81	964.10	964.88	965.29	965.96	0.007754	4.61	4.52	6.56	1.77
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	19	Q 100ans	20.81	963.30	964.08	964.49	965.18	0.007954	4.65	4.48	6.55	1.79
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	18	Q 100ans	20.81	962.50	963.27	963.68	964.38	0.007990	4.65	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	17	Q 100ans	20.81	961.70	962.47	962.89	963.58	0.008000	4.65	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	16	Q 100ans	20.81	960.90	961.67	962.09	962.78	0.007980	4.65	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	15	Q 100ans	20.81	960.10	960.87	961.28	961.98	0.008006	4.66	4.47	6.55	1.80
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	14	Q 100ans	20.81	959.60	960.51	960.79	961.28	0.004700	3.89	5.35	6.81	1.40
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	13	Q 100ans	20.81	958.50	959.21	959.69	960.54	0.010588	5.11	4.07	6.42	2.05
GELTAKHAMSSA	GELTAKHAMSSA	12	Q 100ans	20.81	957.70	958.48	958.88	959.57	0.007804	4.62	4.51	6.56	1.78