



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: Conception des Systèmes d'Assainissement**

**THEME :**

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INNODATIONS  
DE LA ZONE TAHARACHT (C.AKBOU, W.BEJAIA)**

**Présenté par :**

BRANCI Melissa

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
A.BOUFEKANE	M.C.A	Président
W.MOKRANE	M.A.A	Examineur
A.HACHEMI	M.C.B	Examineur
ZEROUAL AYOUB	M.C.A	Promoteur

**Session Septembre 2020**

## *Dédicace*

*Je tiens tout d'abord à dédier ce modeste  
travail*

*A mes parents, et mes grands parents*

*A mes très chères soeurs :Yasmine, Imene  
et Melina*

*A mes oncles, mes tantes, et mes nombreux  
cousins et cousines*

*A toute ma famille*

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

## **REMERCIEMENT**

Avant tous je remercie dieu de m'avoir donné le courage, la patience et la volonté d'étudier et de terminer ce modeste travail.

En second lieu, je tiens à remercier 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.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de ces cinq années, et mes respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce 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.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à Mr. Bouchilaoun Yacine pour sa patiente et son aide précieuse, et le temps qu'il m'a consacré tout au long de ce travail.

## ملخص

يركز هذا العمل على مكافحة الفيضانات في منطقة تحراشت التابعة لبلدية أقبو بولاية بجاية لان هذه الظاهرة تشكل خطرا كبيرا على السكان وخاصة على المصانع المختلفة التي بنيت على ضفاف وادي تفریت ، مما يدفعنا إلى اقتراح نظام لتطویر مجرى المياه. في هذا السياق ، لجأنا إلى العديد من الفروع. أولاً ، قمنا بدراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتحديد كميات التدفقات. ثم اتبعناها بدراسة طبوغرافية وهيدروليكية باستخدام برنامج HEC-RAS. وأخيراً ، وصف لمتغيرات التخطيط المقترحة حتى نتمكن من انتقاء الخيار الأكثر ملاءمة من وجهة نظر تقنية واقتصادية.

**الكلمات المفتاحية:** فيضان ، حماية ، تنمية ، دراسة هيدرولوجية ، واد تفریت.

## Résumé

Le travail porte sur la lutte contre les inondations de la zone de TAHARACHT commune d'Akbou, dans la wilaya de Bejaia. Ce phénomène présente un grand danger aux habitants et surtout pour les différentes usines construites sur les rives de l'oued Tifrit. Cela nous conduit à proposer un système d'aménagement du cour d'eau. Dans ce cadre nous avons eu recours à 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-économiques.

**Mots clés :** Inondation, Protection, Aménagement, Étude hydrologique, Oued Tifrit.

## Abstract

The work focuses on flood control in the TAHARACHT area in the wilaya of Bejaia. This phenomenon presents a great danger to the inhabitants and especially for the various factories built on the banks of Oued Tifrit, which leads us to propose a system of landscaping of the river. In this context we have had recourse to several disciplines. First, we established a hydrological study for the analysis of precipitation and the quantification of flows. Then follows a topographic and hydraulic study for the simulation with the HEC-RAS software. And finally a description of the proposed landscaping variants in order to be able to choose the most suitable from a technical and economic point of view.

**Keywords:** Flood, Protection, Development, Hydrological study, Oued Tifrit.

# Table des matières

<b>Introduction Générale.....</b>	<b>3</b>
-----------------------------------	----------

## **CHAPITRE I: Présentation de la zone d'étude**

Introduction.....	05
I.1. Situation Géographique.....	05
I.2. Topographie et Relief.....	06
I.3. Géologie de la zone d'étude.....	07
I.4. Situation climatique.....	08
I.4.1. Pluviométrie.....	08
I.4.2. Température.....	08
I.4.3. Le vent.....	08
I.5. Vocation de la ville.....	08
Conclusion.....	08

## **CHAPITRE II : Étude hydrologique**

Introduction.....	11
II.1. Caractéristiques principales du bassin versant.....	11
II.1.1. Bassin versant.....	11
II.1.2. Caractéristiques géographiques du bassin versant.....	11
II.1.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant (Touaïbia, 2004).....	13
III.1.3.1. Surface .....	13
III.1.3.2. Périmètre .....	13
III.1.3.3. La forme .....	13
III.1.3.4. Le relief.....	14
III.1.3.5. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants.....	19
II.2. Choix de la série pluviométrique.....	20
III.2.1. Détermination des débits maximums fréquents par la méthode GRADEX.....	21
III.3. Étude des apports (Laborde, 2003).....	30

II.3.1. Apport liquide.....	30
II.3.2. Etude des caractéristiques de l'écoulement.....	32
II.4. Étude des crues (Musy & Higy, 1998).....	36
II.4.1. Détermination des débits maximums fréquents.....	36
II.4.1.1. Détermination des débits maximums fréquents par les formules empiriques.....	36
II.4.1.2. Détermination des débits maximums fréquents par la méthode GRADEX.....	37
II.4.2. Hydrogrammes de crue.....	38
II.4.3. Choix de la crue de projet.....	40
II.4.4. Etude des apports solides.....	40
Conclusion.....	40

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

Introduction.....	42
III.1. Généralités (Graf et al, 1993).....	42
III.1.1. Écoulement à surface libre.....	42
III.1.2. Canaux à ciel ouvert.....	42
III.1.3. Types d'écoulement.....	43
III.1.4. Régime d'écoulement.....	45
III.2. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non Aménagé.....	47
III.2.1. État de l'oued de la zone d'études.....	47
III.2.2. Modélisation de l'écoulement.....	47
III.2.2.1. Présentation du logiciel Hec-Ras.....	47
III.2.2.2. Étapes de simulation par HEC-RAS.....	48
III.3. Les zones inondables.....	52
Conclusion.....	52

### **CHAPITRE IV: Études des variantes d'aménagement**

Introduction.....	54
IV.1. Principe d'aménagement.....	54
IV.1.1. Les différents types d'aménagements.....	54

IV.1.1.1. Reprofilage.....	54
IV.1.1.2. Curage.....	54
IV.1.1.3. Protection des berges.....	54
IV.1.1.4. Réalisation des canaux.....	54
IV.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux.....	54
IV.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement.....	56
IV.1.3.1. La pente du projet.....	56
IV.1.3.2. Le coefficient de rugosité.....	56
IV.1.3.3. . Revanche des canaux.....	56
IV.2. Étude des variantes.....	56
IV.2.1. Canal trapézoïdal en béton armé.....	56
IV.2.1.1. Dimensionnement.....	56
IV.2.1.2. Les paramètres d'écoulement.....	57
IV.2.1.3. Estimation du coût de la variante.....	59
IV.2.2. Canal mixte.....	59
IV.2.2.1. Dimensionnement.....	59
IV.2.2.2. Les paramètres d'écoulement .....	60
IV.2.2.3. Estimation du coût de la variante .....	63
IV.3. Choix de la variante d'aménagement.....	63
IV.3.1. Critères d'évaluation .....	63
IV.3.2. La variante choisit.....	64
Conclusion.....	65

## **CHAPITRE V: Etude génie civil**

Introduction.....	67
V.1. Généralités.....	67
V.1.1La capacité portante d'un sol.....	67
V.1.2Actions et sollicitations.....	67
V.1.1.1. Actions.....	67
V.1.1.2. Les sollicitations.....	67
V.2. Caractéristiques des matériaux.....	68

V.2.1.1. Le béton.....	68
V.2.1.2. Le retrait.....	68
V.2.1.3. Le fluage.....	68
V.3. Les armatures.....	68
V.4 Calcul de ferrailage.....	68
V.4.1.Les hypothèses de calcul.....	68
V.4.1.1. Béton.....	68
V.4.1.2. L’acier.....	68
V.4.1.3. Le sol.....	68
V.4.2.Bilan des forces.....	68
V.4.3Étude de la stabilité du canal.....	68
V.4.4.Étude du canal vide.....	69
V.4.1.4. Le radier.....	69
V.4.5 Étude des voiles .....	70
V.4.6 Étude du canal rempli.....	71
V.4.6.1. Le radier .....	72
V.4.6.2. Les voiles.....	73
Conclusion.....	74

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

Introduction.....	76
VI.1. Généralité.....	76
VI.1.1.1. Maître de l’ouvrage.....	76
VI.1.1.2. Maître d’œuvre.....	76
VI.1.1.3. Entrepreneur.....	76
VI.2. Devis quantitatif et estimatif du projet.....	77
VI.3. Planification.....	77
VI.3.1.1. Méthodes basées sur le réseau .....	78
VI.3.1.2. Les étapes de la planification .....	80
VI.3.1.3. Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004).....	81
VI.3.1.4. Diagramme de Gantt.....	82

Conclusion.....	83
<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>84</b>

## Liste des figures

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

Figure II 1 Frontière de la commune d'Akbou.....	05
Figure II 2 Aperçu altimétrique de la zone d'étude.....	06
Figure II 3Aperçu géologique du bassin versant.....	07

### CHAPITRE II: Étude hydrologique

Figure III. 1Bassin Versant d'Oued Tifrit.....	12
Figure III. 2Carte hypsométrique du bassin de l'oued Tifrit.....	14
Figure III. 3Courbe hypsométrique du bassin versant.....	15
Figure III. 4Courbe de niveau du bassin versant de l'oued Tifrit.....	18
Figure III. 5 Carte hydrographique du bassin versant de l'oued Tifrit.....	20
Figure III. 6 Ajustement à la loi de Gumbel.....	25
Figure III. 7 Graphique de la méthode de GRADEX.....	26
Figure III. 8 Ajustement à la loi de Gumbel.....	27
Figure III. 9 Graphique de la méthode de GRADEX.....	29
Figure III. 10 Ajustement à la loi de Gumbel.....	30
Figure III. 11 Graphique de la méthode de GRADEX.....	31
Figure III. 12Hydrogramme de crue de la zone d'étude.....	38

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

Figure IV 1Canal naturel.....	42
Figure IV 2Canaux artificiels à ciel ouvert.....	43
Figure IV 3Schéma d'un écoulement permanent.....	44
Figure IV 4Schéma d'un écoulement non permanent.....	44
Figure IV 5Schéma illustrant les différents types d'écoulements.....	45
Figure IV 6 Passage du régime fluvial au régime torrentiel.....	46
Figure IV 7 Pont traversant l'oued Tifrit.....	47
Figure IV 8 État de l'oued Tifrit.....	47
Figure IV 9Les profils en travers de l'oued TIFRIT.....	48
Figure IV 10Vue en Plan en 3D de l'Oued TIFRIT, après la simulation.....	50
Figure IV 11Profil en long de l'Oued TIFRIT, après la simulation.....	50
Figure IV 12Section en travers S0 d'Oued TIFRIT.....	51
Figure IV 13Section en travers S30 d'oued TIFRIT.....	51

Figure IV 14 Section en travers S56 d'oued TIFRIT.....	52
--	----

## **CHAPITRE IV: Études des variantes d'aménagement**

Figure V 1 Différentes formes de canaux.....	55
Figure V 2 Géométrie des sections immergées dans un canal.....	55
Figure V 3 Section du profil 4.....	58
Figure V 4 Section du profil 5.....	58
Figure V 5 Section du profil 6.....	59
Figure V 6 Coupe en travers d'un canal en gabion.....	59
Figure V 7 Section du profil 1.....	60
Figure V 8 Section du profil 2.....	61
Figure V 9 Section du profil 3.....	62
Figure V 10 Section du profil 4.....	63
Figure V 11 Section du profil 5.....	63

## **CHAPITRE V: Etude génie civil**

Figure VI 1 Représentation des forces s'exerçant sur le canal.....	69
Figure VI 2 Comportement d'une poutre bi-encastée.....	71
Figure VI 3 Mode de rupture des voiles.....	72
Figure VI 4 Schéma de ferrailage $m=1$ .....	74
Figure VI 5 Schéma de ferrailage $m=2$ .....	74

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

Figure VII 1 Diagramme de Gantt.....	82
Figure VII 2 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.....	82

## Liste des tableaux

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

Tableau I 1 Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station d'Akbou.....	7
Tableau I 2 Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales .....	7
Tableau I 3 La vitesse du vent mensuelle.....	7

### CHAPITRE II: Étude hydrologique

Tableau II. 1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	18
Tableau II. 2 Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant de l'Oued Tifrit.....	21
Tableau II. 3 Les résultats de calculs d'altitude .....	22
Tableau II. 4 Les résultats de calcul des indices de pente du bassin versant.....	23
Tableau II. 5 La densité de drainage du bassin versant.....	27
Tableau II. 6 La densité hydrographique du bassin versant.....	27
Tableau II. 7 Le temps de concentration du bassin versant.....	28
Tableau II. 8 Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	29
Tableau II. 9 Coordonnées de la station pluviométrique d'Akbou.....	30
Tableau II. 10 Coordonnées de la station pluviométrique de Sidi Yahia.....	30
Tableau II. 11 Coordonnées de la station pluviométrique de Tazmalt.....	30
Tableau II. 12 Débits de pointe par la méthode GRADEX.....	34
Tableau II. 13 Débits de pointe par la méthode GRADEX.....	36
Tableau II. 14 Débits de pointe par la méthode GRADEX.....	39
Tableau II. 15 Résultats de calcul d'apport liquide.....	40
Tableau II. 16 Résultats de calculs pour des erreurs pour le choix des apports.....	40
Tableau II. 17 Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.....	41
Tableau II. 18 Récapitulatif des débits maximums de crue avec les différentes formules.....	43
Tableau II. 19 Débits de pointe par la méthode GRADEX.....	43
Tableau II. 20 Débits calculés par la méthode GRADEX.....	43
Tableau II. 21 Les valeurs des débits de pointe optées.....	44
Tableau II. 22 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	44
Tableau II. 23 Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	45
Tableau II. 24 Crue de projet recommandé.....	46
Tableau II. 25 Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée.....	46
Tableau II. 26 Apport solide du bassin par les deux méthodes.....	47

### CHAPITRE IV: Études des variantes d'aménagement

Tableau I V 1 Valeurs de coefficient de rugosité.....	63
Tableau IV 2 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé).....	64
Tableau IV 3 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.....	64

Tableau IV 4 Devis de la variante (canal en béton armé).....	68
Tableau IV 5 Dimensions de l'aménagement (canal mixte).....	68
Tableau IV 6 Paramètres d'écoulement de la variante canal en mixte.....	69
Tableau IV 7 Dimensions de l'aménagement (canal mixte).....	70

## **CHAPITRE V: Etude génie civil**

Tableau V 1 Bilan des forces.....	73
Tableau V 2 Contraintes moyennes du canal.....	74
Tableau V 3 Contraintes (canal vide).....	74
Tableau V 4 Calcul des sections de ferrailage (canal vide).....	75
Tableau V 5 Calcul Ferrailage des voiles (canal vide).....	75
Tableau V 6 Contraintes (canal rempli).....	76
Tableau V 7 Calcul des sections de ferrailage (canal rempli).....	76
Tableau V 8 Sections de ferrailage interne.....	76

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

Tableau VI 1 Engins utilisés.....	80
Tableau VI 2 Le devis des différents travaux de l'aménagement de l'oueds.....	80
Tableau VI 3 Liste des opérations avec leurs durées.....	84

## Liste des planches

**Planche n°1** : Vue en plan de la zone de TAHARACHT (C. AKBOU, W.BEJAIA)

**Planche n°2** : Profils en travers des sections de l'oued Tifrit de la zone TAHARACHT (C.AKBOU, W.BEJAIA)

**Planche n°3** : Profil en long de l'oued Tifrit zone de TAHARACHT (C.AKBOU, W.BEJAIA)

**Planche n°4** : Carte d'inondation de la zone de TAHARACHT (C.AKBOU, W.BEJAIA)

## Introduction Générale

L'eau peut être bénéfique comme elle peut être problématique. Elle présente des situations paradoxales, des pénuries d'un côté et des inondations de l'autre, ces dernières 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 est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations plus fréquemment que les séismes. Ce phénomène occasionne d'importants dégâts humains et matériels. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbes en 2006 d'El Bayadh en 2011, et récemment de Annaba, Tébessa, et Constantine, sont de réels cas de catastrophes en absence de solutions techniques qui peuvent y faire face.

Les analyses faites au sujet des crues et des inondations en Algérie mettent en évidence leurs ampleurs et leurs occurrences imprévisibles.

Notre étude s'inscrit dans ce sens, du fait que la zone de Tahraht est sujette à des inondations récurrentes engendrées par le débordement de l'Oued TIFRIT. L'objet du travail sera donc l'aménagement de cet oued, pour cela nous avons fait l'estimation des débits fréquents 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 la mieux adaptée pour la protection des zones urbaines et extra-urbaines.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de la zone d'étude**

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

### Introduction

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

### I.1. Situation Géographique

La commune d'AKBOU est située dans la vallée de la SOUMMAM, sur les flancs de la chaîne montagneuse du DJURDJURA. Elle est délimitée à l'est par l'oued SOUMMAM, qui la sépare de la commune d'AMALOU et au sud par l'oued SAHEL, appelé localement "ASSIF ABBAS", qui la sépare de la commune d'AÏT-R'ZINE. Elle est limitée par :

- La commune d'OUZELLAGUEN au nord ;
- La commune de CHELLATA au nord-ouest ;
- La commune d'IGHREM à l'ouest ;
- La commune de TAZMALT au sud-ouest ;
- La commune d'AIT R'ZINE au sud ;
- La commune de BOUHAMZA au sud-est ;
- La commune d'AMALOU à l'est ;
- La commune de SEDDOUK au nord-est.

La commune d'AKBOU s'étend sur 15 km d'Est en Ouest et entre 1,5 km et 6,5 km de Nord au Sud sur une superficie de 52,2 km<sup>2</sup>.

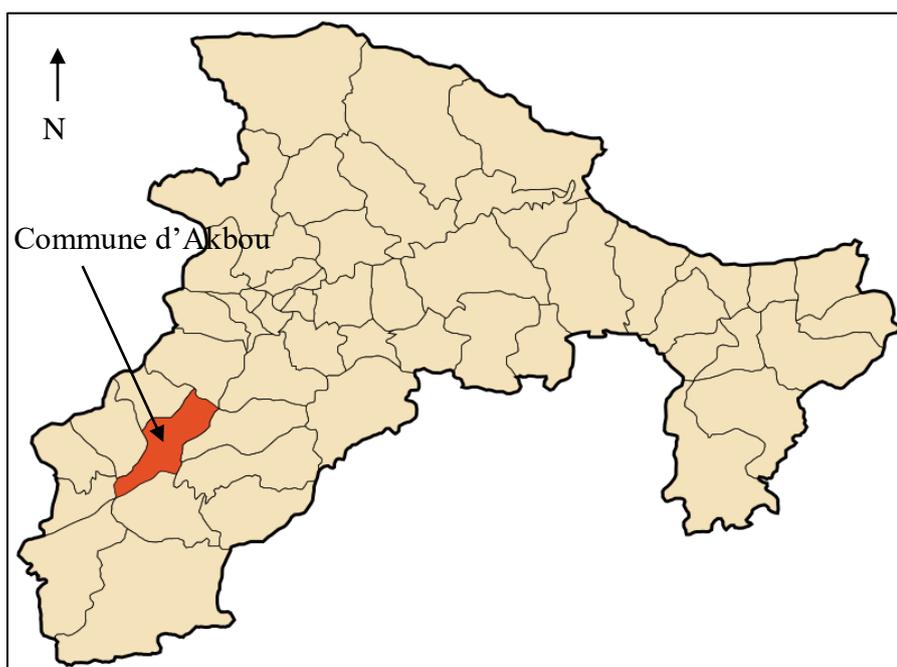


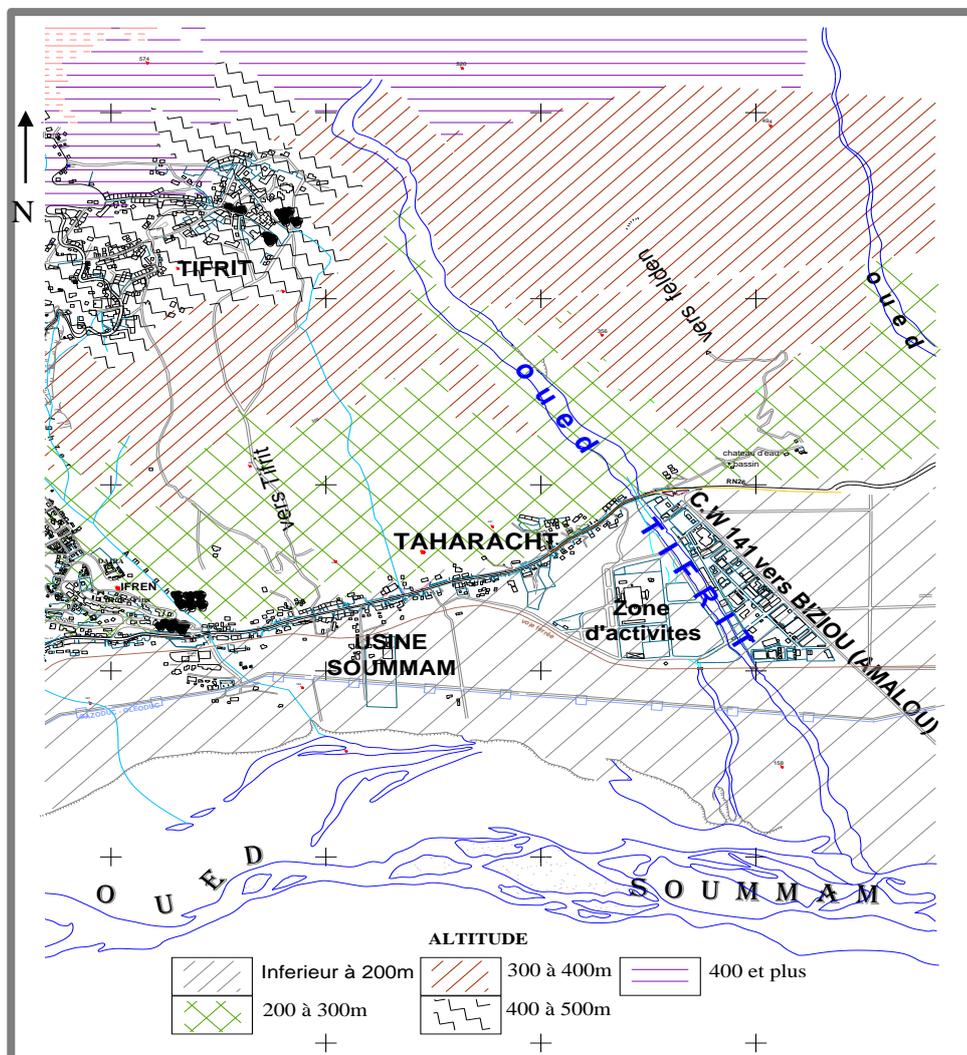
Figure I 1 Frontière de la commune d'Akbou

Source: [www.viamichelin.fr](http://www.viamichelin.fr)

I.2. Topographie et Relief

La zone d'étude comprend trois types de relief :

- La plaine présente au Sud du bassin versant, d'une pente inférieure à 5%, avec une altitude ne dépassant pas les 200 m.
- Les piémonts qui sont des zones intermédiaires entre montagnes et plaines, à une altitude comprise entre 200 et 300 m. Situés le long de la partie centrale de bassin versant. On distingue les bas piémonts dont la pente comprise entre 5 et 25% et hauts piémonts dont la pente comprise entre 25 et 45%;
- La montagne située dans la partie haute vers le nord du bassin versant, elle présente une pente qui dépasse les 45%.
- Le bassin versant d'oued TIFRIT est formée de terrasses alluviales développées en



rive gauche de l'oued SOUMMAM, il s'agit des alluvions anciennes et récentes ainsi que des cônes de déjections.

Figure I 2 Aperçu altimétrique de la zone d'étude.

Source : PDAU d'AKBOU

I.3. Géologie de la zone d'étude

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

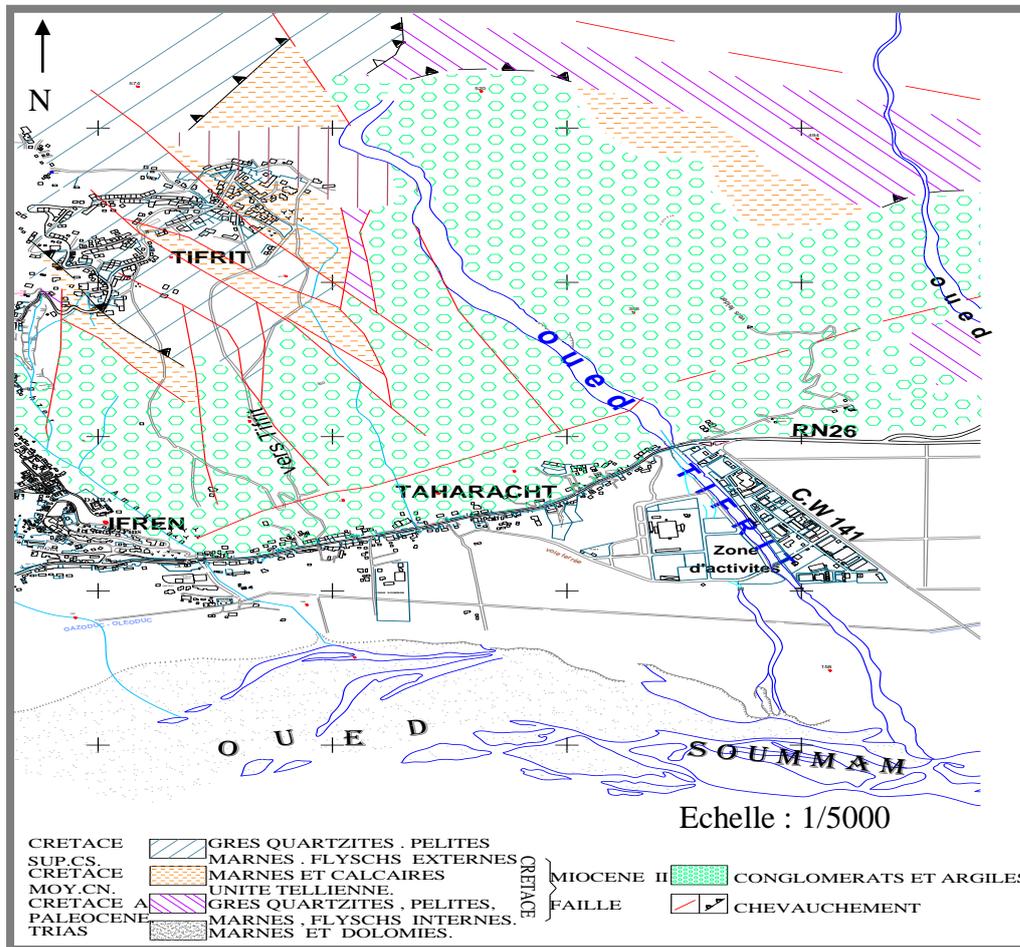


Figure I 3Aperçu géologique du bassin versant

Source : PDAU d'AKBOU

- Le quaternaire est représenté par les dépôts récents des terrasses de la vallée alluviale de l'oued SOUMMAM. Ces dépôts récents très diversifiés peuvent se rencontrer en discordance sur tous les terrains cités précédemment. On y rencontre des brèches de pente, des alluvions récentes et des alluvions anciennes.
- Le plio-quaternaire qui se présente sous forme d'éboulis, dépôts de pente, recouvrement, il est au nord de la localité TIFRIT, il se termine à la limite entre la commune d'akbou et la commune de CHELLATA.
- Les formations de miocène sont largement répandues sur l'oued TIFRIT, elles sont sous forme de conglomérats et argiles, elles sont présentes sur les deux flancs de bassin versant, elles commencent à partir de la RN26 en longeant le cours d'eau principale vers l'Ouest.
- Les formations de crétacés sont sous forme de grès quartzites, petites, marne, flyschs externes elles sont présentes au nord d'oued TIFRIT. On rencontre aussi des marges et calcaires unité tellienne qui sont au village TIFRIT et de côté sud de l'oued TIFRIT.

- Les formations crétacées à paléocène composées de grès quartzites, pellicules, marne, flyschs internes elle est présente dans la commune de CHELLATA vers le sud l'est du village FELDEN.
- Formation de trias composée de marnes et dolomies située à l'oued SOUMMAM
- Des formations cénozoïques et sénonien qui sont présentes sous forme de calcaire marneuse et marnes au niveau du village TIFRIT à la limite entre la commune de CHELLATA et d'Akbou.

**I.4. Situation climatique.**

**I.4.1. Pluviométrie**

D'après cette répartition des pluies on peut distinguer une période humide qui s'étend sur 9 mois (de septembre à mai) et une période sèche durant les mois de juin, juillet et août.

Tableau I 1 Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station d'Akbou(1990/2000)

Mois	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Pluies(mm)	66.0	51.0	51.0	40.0	32.8	11.2	5.0	3.9	25.2	33.7	38.1	64.4

**Source : ONM Alger**

**I.4.2. Température**

La zone est caractérisée par deux périodes distinctes :

- Une période chaude qui s'étend du mois de Mai à Septembre (max. 25.9°C en juillet).
- Une période froide où les gelées sont à craindre du mois de Novembre au mois d'Avril.

Tableau I 2 Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales(1990/2000)

Mois	Jan	Févr	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Tmoy (C°)	8.6	9.2	0.6	3.0	6.8	2.1	26.2	26.4	22.5	17.5	12.6	9.8
Tmin (C°)	17.1	18	21.3	23.1	28.2	33.3	38.7	39.8	37.1	29.4	24.9	22.3
Tmax (C°)	1.4	2.3	2.4	3.1	5.1	8.1	9.1	11.7	10.5	7.8	4.1	2.4

**Source : ONM Alger**

**I.4.3. Le vent :**

La répartition mensuelle de la vitesse du vent est indiquée dans le Tableau suivant :

Tableau I 3 La vitesse du vent mensuelle(1990/2000)

Mois	Jan	Févr	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Vent (KM/H)	6,9	15,4	14,0	12,6	12,9	12,6	12,9	12,2	12,6	14,7	16,2	17,6

**Source : ONM Bejaia**

On constate que la vitesse moyenne du vent est de 12,24 km/h et la vitesse maximale est de 17,6 km/h, elle est atteinte au mois de décembre.

**I.5. Vocation de la ville**

La commune d'AKBOU a connu ces dernières années un développement économique considérable. Les activités et les unités industrielles qui longent l'Oued-TIFRIT sont assez importantes, on cite :

- Générale emballage ;
- Transport et Magasins frigorifique TMF
- L'unité de boissons IFRI
- Station d'épuration DANONE
- Javel d'OZ
- SARL BATILEC
- RAMDY
- BETONEX
- Laiterie SOUMMAM

La commune d'AKBOU est traversée par :

- La pénétrante qui relie l'autoroute Est Ouest ;
- La route nationale RN26 et RN26A ;
- La voie ferrée ;
- L'Oued SOUMMAM et oued SAHEL.

**I.6. Conclusion :**

Après avoir défini les différentes caractéristiques de la zone d'étude soient climatique, géographiques, hydrographiques et géologiques on va maintenant commencer notre études en se basant sur ces résultats

**CHAPITRE II**  
**Étude**  
**hydrologique**

## Chapitre II : Étude hydrologique

### Introduction

Afin de mener à bien l'étude de protection contre les inondations de la zone de TAHARACHT, une étude hydrologique est requise. Elle vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires.

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

#### II.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 se situe entre 36° de Latitude Nord et 4° de Longitude Est. Les caractéristiques bassin concerné sont déterminées comme suit :

#### II.1.2. Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées UTM (Zone 31) de l'exutoire sont les suivantes :

Longitude : X = 640,56 km

Latitude : Y = 4 037,131 km.

(Voir Figure II.1)

#### II.1.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant (Touaïbia, 2004)

##### II.1.3.1. Surface :

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

##### II.1.3.2. Périmètre :

Il correspond à la limite extérieure du bassin.

Ces deux paramètres ont été déterminés en utilisant le logiciel Arc GIS.

##### II.1.3.3. La forme :

###### a. Indice de compacité Kc :

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.

$$Kc = \frac{P}{Pc} = \frac{P}{2\sqrt{S}\pi} = \frac{0.28*P}{\sqrt{S}} \quad (II.1)$$

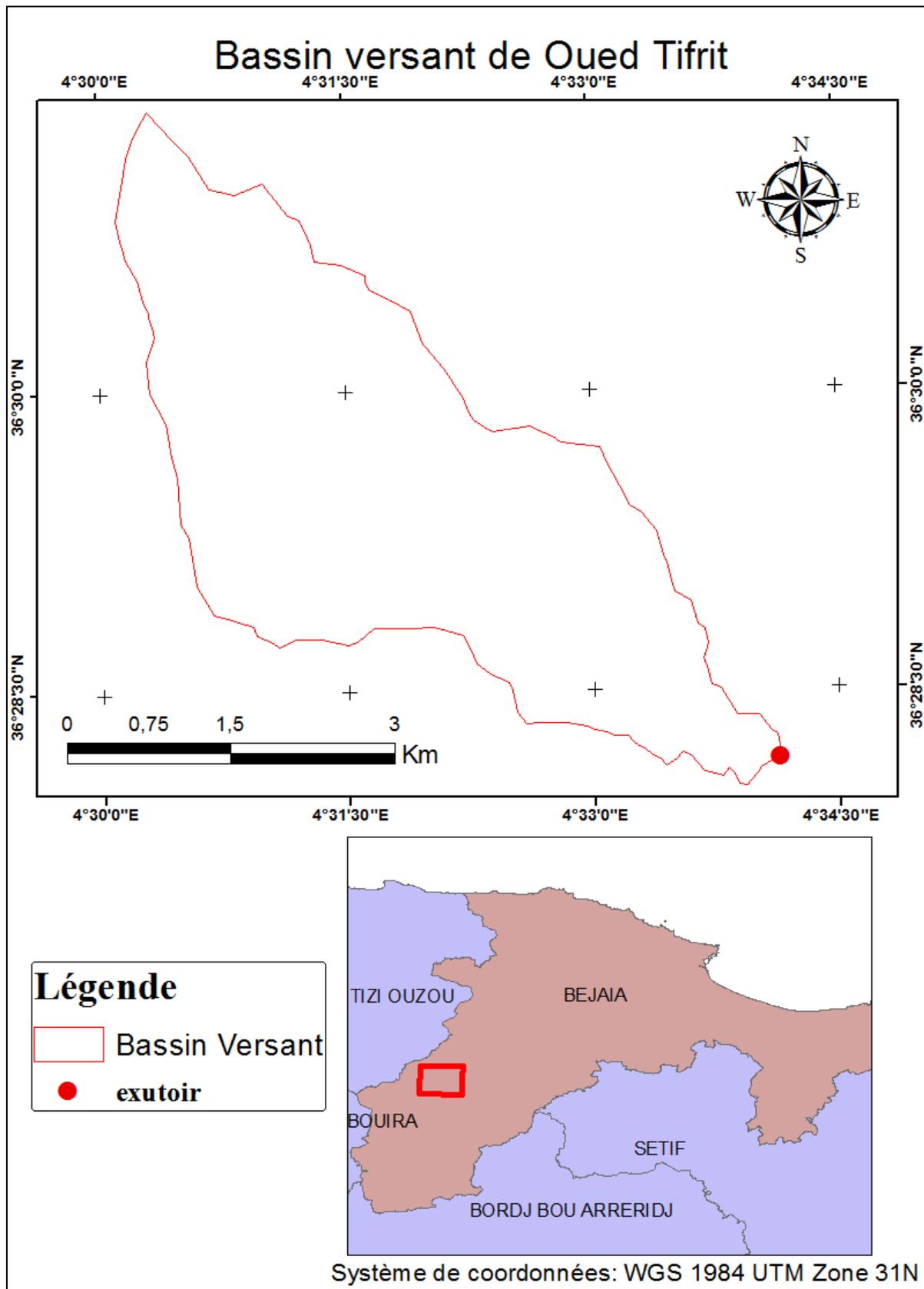


Figure II. 1 Bassin Versant d'Oued Tifrit  
 Source: Logiciel Arc GIS.

Avec :

Kc : Indice de compacité

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

P : Périmètre du bassin versant [Km]

Pc : Périmètre du cercle [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 :

$$S=L.l$$

$$P/2=L+l \tag{II.2}$$

Avec : L : longueur de rectangle équivalent.

l : largeur de rectangle équivalent.

Donc :

$$L, l = Kc * \frac{\sqrt{S}}{1.128} * [1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}] \tag{II.3}$$

**Application numérique :**

Les résultats sont résumés obtenues sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II. 1Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

Bassin versant	Surface(Km <sup>2</sup> )	Périmètre(Km)	Kc	L (Km)	l (Km)
	15.4	20.62	1.471	8.402	1.832

**II.1.3.4. 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. (Voir FigureIII.2)

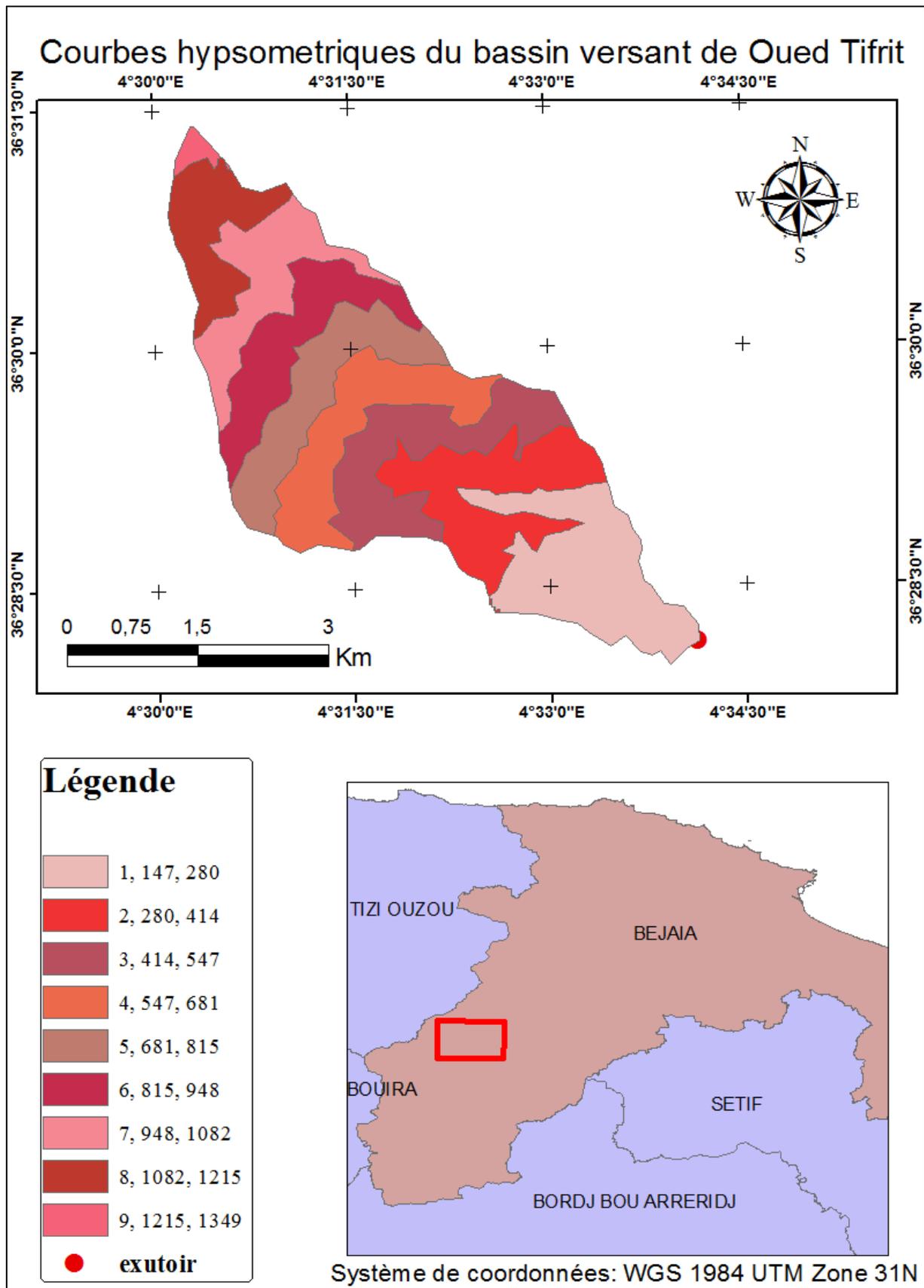


Figure II. 2 Carte hypsométrique du bassin de l'oued Tifrit

Source : Logiciel Arc Gis

Tableau II. 2 Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant de l'Oued Tifrit

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface (Km <sup>2</sup> )	S (%)	S_cumulé (Km <sup>2</sup> )	S(%)_cumulé
147-280	214	2,676	53,01	2,676	53,01
280-414	347	2,205	11,18	4,881	64,19
414-547	481	2,045	10,18	6,926	74,37
547-681	614	1,931	9,10	8,857	83,47
681-815	748	1,831	7,47	10,688	90,94
815-948	882	1,712	4,90	12,400	95,84
948-1082	1015	1,528	3,13	13,928	98,97
1082-1215	1149	1,304	0,99	15,232	99,95
1215-1349	1282	0,141	0,05	15,373	100,00

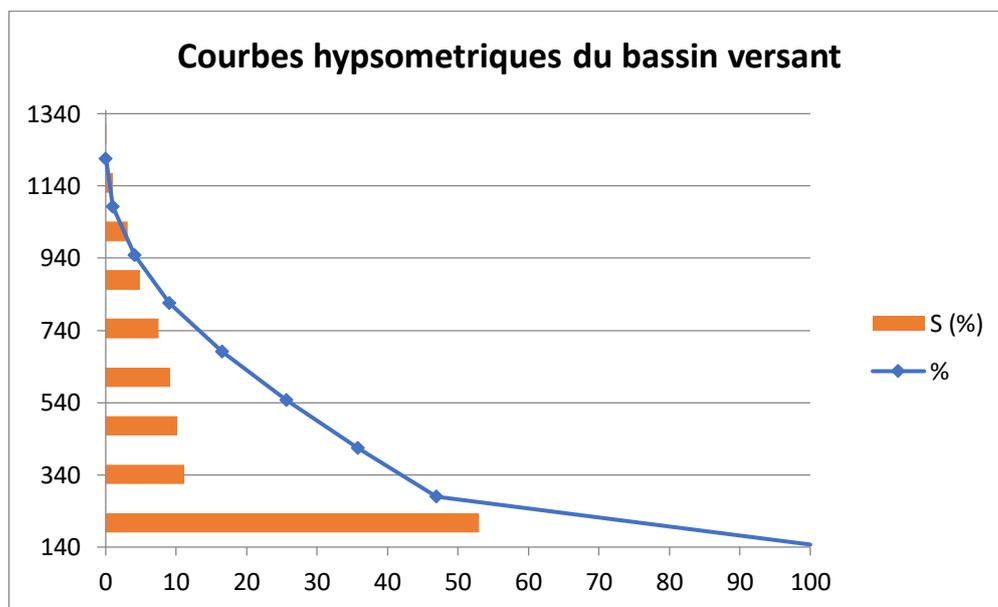


Figure II. 3 Courbe hypsométrique du bassin versant

- **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 :

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

Avec :

$$H_i = H_{i+1} + H_{i2} \quad (II.5)$$

$H_i$  : 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 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 Les résultats de calculs d'altitude

Bassin versant	H max(m)	H min (m)	H 50% (m)	H moy (m)	H5% (m)	H95% (m)
	1349	147	336	625.301	973.875	200

**a. Les pentes du bassin versant**

- **Pente moyenne du bassin versant « Im »**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \Delta H (0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_3) / S \quad (II.6)$$

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 « Ig »**

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 :

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

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%

- **Indices de pente de ROCHE  $I_p$  :**

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle.

Équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  est  $H_{i+1}$ .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i * D_i} \quad (II.8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

$A_i$  : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

- **Application numérique :**

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

Tableau II. 4 Les résultats de calcul des indices de pente du bassin versant

Paramètres	I m (%)	$I_p$	I g (m/km)	Relief
	26	10.73	92.07	Relief très fort

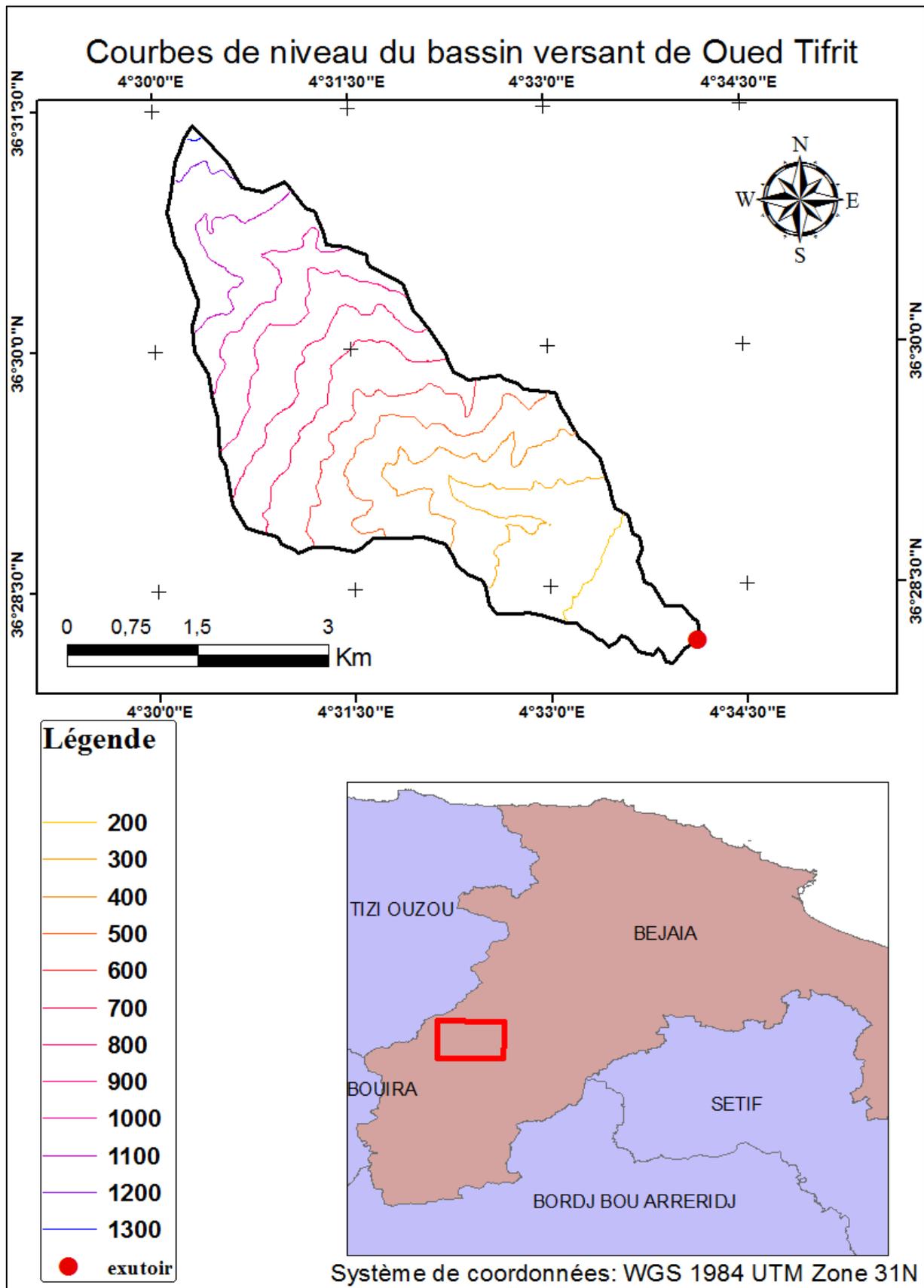


Figure II. 4 Courbe de niveau du bassin versant de l'oued Tifrit

Source : Logiciel Arc Gis

### II.1.3.5. 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 due 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. **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>.

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad (II.9)$$

Avec :

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

$\sum Li$  : 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 II. 5 La densité de drainage du bassin versant

Paramètres	$\sum Li$ (Km)	S (Km <sup>2</sup> )	Dd (Km/Km <sup>2</sup> )
	41,34	15.4	2.68

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

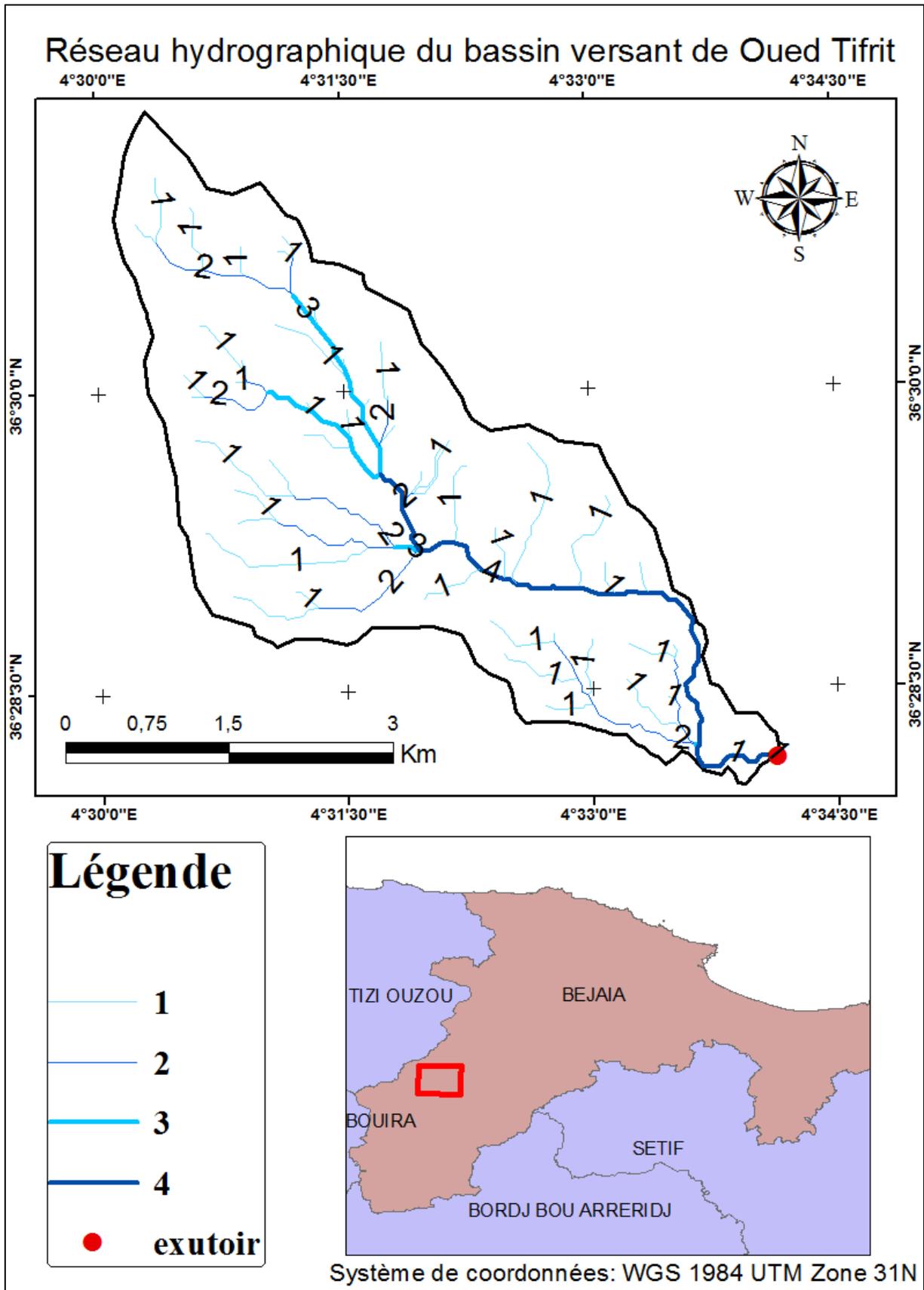
La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum Ni}{S} \quad (II.10)$$

Avec :

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

Ni : nombre de cours d'eau d'ordre i



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

Figure II. 5 Carte hydrographique du bassin versant de l'oued Tifrit

Source : Logiciel ArcGis

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 6 La densité hydrographique du bassin versant

Paramètres	N	S (Km <sup>2</sup> )	F (Km <sup>-2</sup> )
	49	15.4	3.18

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

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

$$Ct = Dd * F \tag{II.11}$$

Avec :

Dd : densité de drainage.

F : densité hydrographique.

$$Ct = 8.52$$

**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**

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{Hmoy - Hmin}} \tag{II.12}$$

Avec :

TC : Temps de concentration (h).

LP : Longueur du talweg principal (Km).

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

HMOY : Altitude moyenne du bassin versant (m).

HMIN : Altitude minimale du bassin versant (m).

- **La formule de KIRPICH**

$$Tc = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385} \tag{II.13}$$

Avec :

Tc : le temps de concentration (min).

L : la longueur du Talweg (m).

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

- **La formule de TURRAZZA**

$$Tc = 1.662 * S^{0.5} \tag{II.14}$$

Avec :

Tc : le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

- **Formule ESPAGNOLE**

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

Avec :

Icp : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau II. 7 Le temps de concentration du bassin versant

Formule	GIANDOTTI	KIRIPLICH	TURRAZZA	ESPAGNOLE
	1,415	0,788	1,087	0,847

**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.

$$I_c = \Delta H / \Delta L \quad (II.16)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m)

L : Longueur du cours d'eau principale (m)

$$I_c = 0,0586$$

Ci-dessous le tableau suivant récapitule les caractéristiques du bassin versant :

Tableau II. 8 Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unités	BV	
Superficie	S	Km <sup>2</sup>	15.4	
Périmètre	P	Km	20.62	
Longueur du thalweg principal	L	Km	6.04	
Pente du thalweg principal	Ic	%	0.0586	
Indice de compacité	KC	-	1.471	
Coefficient d'allongement	Ca	-	2,369	
Rectangle Équivalent	Longueur	Lr	Km	8,405
	Largeur	lr	Km	1,832
Altitudes	Maximale	Hmax	M	1349,000
	Moyenne	Hmoy	M	625,301
	Médiane	Hmed	M	336,000

	Minimale	Hmin	M	147,000
Pente moyenne de B. V		Im	%	26
Indice de pente globale		Ig	m/km	92.07
Indice de pente de roche		Ip	%	10.73
Densité de drainage		Dd	Km/Km2	2.68
Coefficient de torrentialité		Ct	-	8.52
Temps de concentration		Tc	H	0.788
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	7.66

**III.2. Choix de la série pluviométrique**

Afin de choisir la série pluviométrique avec laquelle calculer le débit de crue de l’oued, nous allons comparer les débits des trois stations avec la méthode de Gradex.

Nous avons trois stations pluviométriques :

- **La station d’Akbou (151002) :**

Tableau II. 9 Coordonnées de la station pluviométrique d’Akbou

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
151002	A.N.R.H	334.5	137	240	1914-1976	63

- **La station de Sidi Yahia (150904) :**

Tableau II. 10 Coordonnées de la station pluviométrique de Sidi Yahia

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
150904	A.N.R.H	672.1	348.5	255	1979-2009	31

- **La station de Tazmalt (150501) :**

Tableau II. 11 Coordonnées de la station pluviométrique de Tazmalt

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
150501	A.N.R.H	652.75	344.25	324	1969-2004	35

### II.2.1. Détermination des débits maximums fréquentiels 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 Q10 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 :**

1. Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogramme 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 , dépend peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
2. Ajuster par la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières.
3. Calculer le GRADEX des précipitations

$$P \text{ (mm)} = a.\mu + b \quad (\text{II.17})$$

Avec :

$\mu$  : Variable réduite de GUMBE).

a : pente de la droite de GUMBEL.

4. Ajuster de la série des débits observés à la loi de GUMBEL et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

5. Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2\text{)} \quad (\text{II.18})$$

6. 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.

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \tag{II.19}$$

Avec : a : le GRADEX de la pluie

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

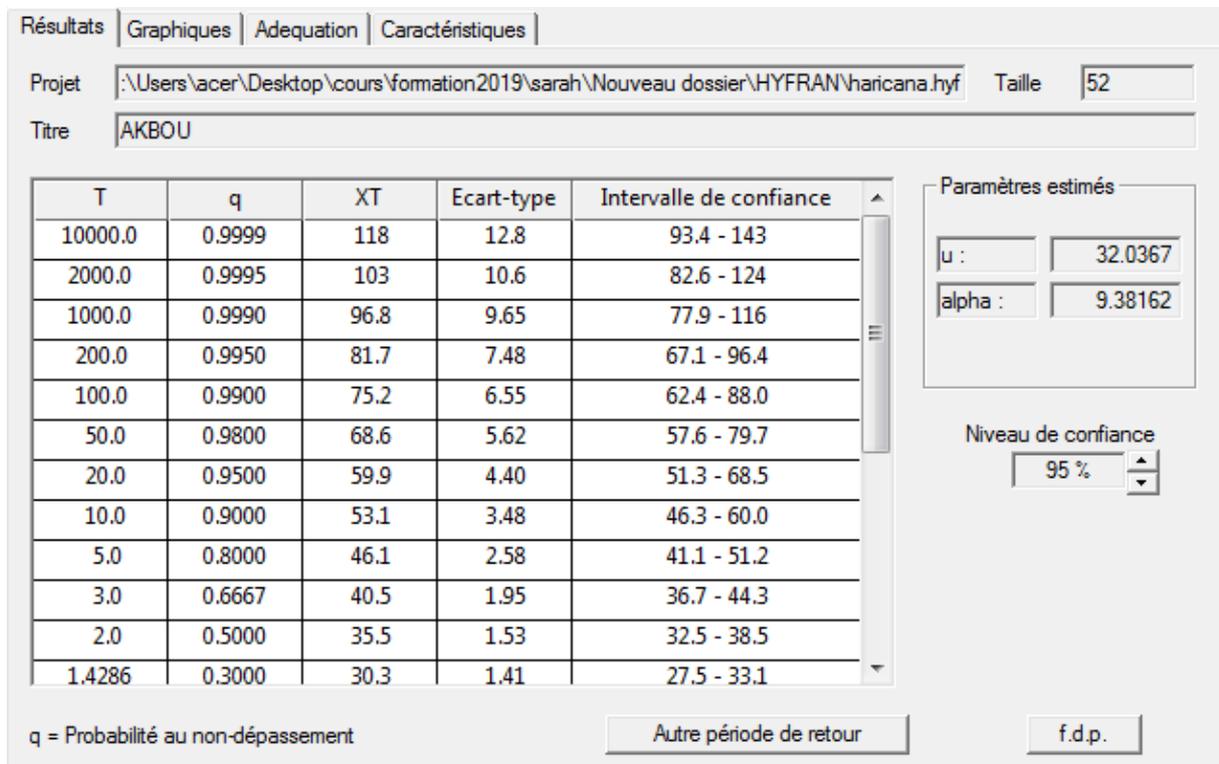


Figure II. 6 Ajustement à la loi de Gumbel

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

7. Tracer la droite de l'équation (III.41) sur même graphe que l'ajustement des P jmax.
8. Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).
9. Exprimer ces Q en m3/s par la formule :

$$Q \text{ (m3/s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km2)} / 3,6 * n \text{ (heures)} \tag{II.20}$$

10. Calcul des débits de pointe :

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

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

$$Q_p \text{ (m3/s)} = Q \text{ (m3/s)} * P \tag{II.21}$$

**Application :**

- Station d'Akbou

1. Ajustement de la série pluviométrique (P jmax) de la station de <<Akbou>> (151002) à la loi de GUMBEL : En utilisant le logiciel HYFRAN :

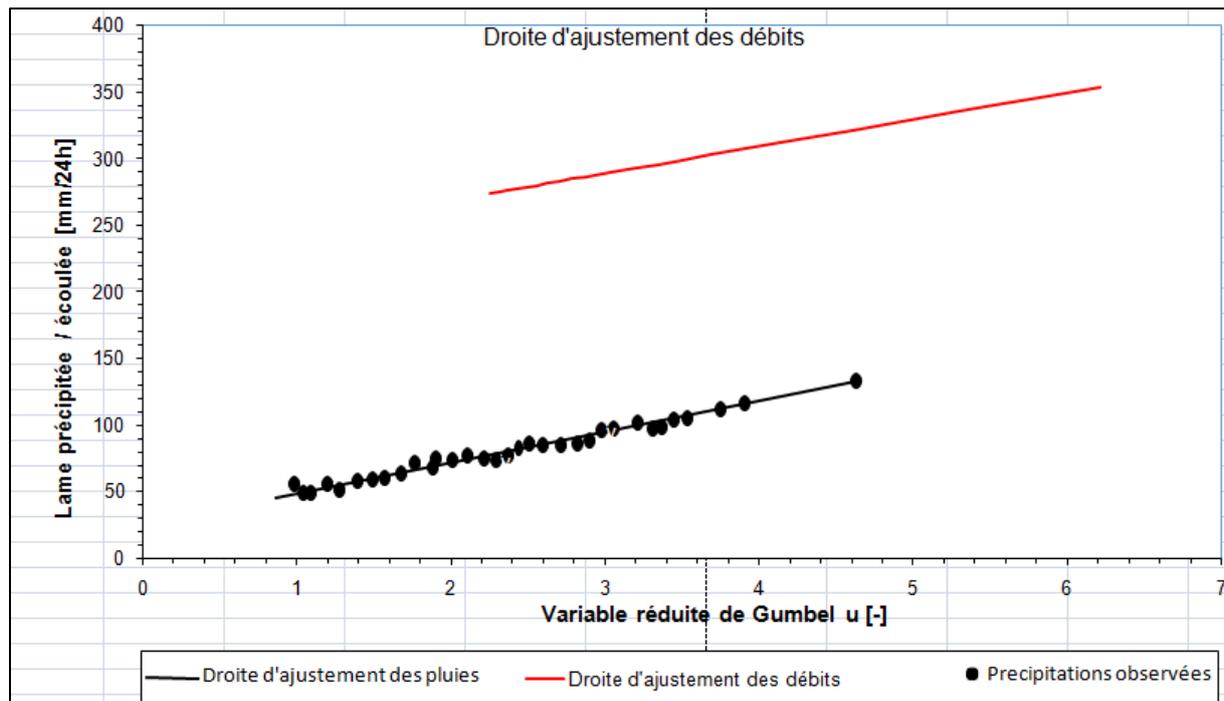


Figure II. 7 Graphique de la méthode de GRADEX

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

$$P = 9.4 * \mu + 33$$

Le GRADEX est donc : a=9.4 mm

3. Choix du pas de temps :

Après l’examen des enregistrements des crue de la station de <<Akbou>> (151002), on a estimé le temps de base par : n=48 heures.

L’ajustement de la série des débits de la station de Azefoun , car c’est la station la plus proche de la zone, à la loi de GUMBEL nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{Azefoun}) = 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{Tifrit}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{Azefoun}) * S_{\text{Tifrit}} / S_{\text{Azefoun}}$$

$$= 140 * (15.4 / 35)$$

$$= 61.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2)$$

$$= 61.6 * 3,6 * 48 / 15.4$$

$$= 691.2 \text{ mm}$$

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

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

Avec :

a : le GRADEX =9.4 mm.

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

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

$$F=1-1/10=0,9 \quad \mu = 2,25 \quad b' = 691.2 - 9.4 * 2.25 = 670.09$$

Donc : l’équation du débit est :

$$Q \text{ extrapolé (mm)} = 9.4 * \mu + 670.09$$

6. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P jmax, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m3/s) en utilisant la formule III.24

7. Calcul des débits de pointe :

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

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 2.42$$

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 II. 12 Débits de pointe par la méthode GRADEX

Temps de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de Gumbel u	Débits moyens extrapolés [mm/24 heures]	Débits moyens extrapolés [m3/s]	Débits de pointe extrapolés [m3/s]
10	0,900	2,25	691.2	123	298
20	0,950	2,97	698	124	301
50	0,980	3,90	706.7	126	305
100	0,990	4,60	713.2	127	308
500	0,998	6,21	728.4	130	314

• **Station de Sidi Yahia** Figure II. 8 Ajustement à la loi de

1. Ajustement de la série pluviométrique (P jmax) de la station de <<Sidi Yahia>> (150904) à la loi de GUMBEL : En utilisant le Gumbel logiciel HYFRAN :

The screenshot shows the HYFRAN software interface for Gumbel distribution fitting. The 'Résultats' tab is active, displaying the following data:

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	116	16.2	83.9 - 147
2000.0	0.9995	101	13.4	74.5 - 127
1000.0	0.9990	94.5	12.2	70.4 - 118
200.0	0.9950	79.6	9.49	61.0 - 98.2
100.0	0.9900	73.2	8.31	56.9 - 89.5
50.0	0.9800	66.8	7.14	52.8 - 80.8
20.0	0.9500	58.2	5.59	47.3 - 69.2
10.0	0.9000	51.6	4.42	42.9 - 60.3
5.0	0.8000	44.7	3.27	38.3 - 51.1
3.0	0.6667	39.2	2.47	34.4 - 44.1
2.0	0.5000	34.3	1.94	30.5 - 38.1
1.4286	0.3000	29.2	1.79	25.7 - 32.7

Estimated parameters (Paramètres estimés):

- u : 30.92
- alpha : 9.19761

Confidence level (Niveau de confiance): 95%

Buttons at the bottom: 'Autre période de retour' and 'f.d.p.'

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

$$P = 9.20 * \mu + 324.9$$

Le GRADEX est donc :  $a=9.20$  mm

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de <<Sidi Yahia>> (150904), on a estimé le temps de base par :  $n=48$  heures.

L'ajustement de la série des débits de la station de Azefoun, car c'est la station la plus proche de la zone, à la loi de GUMBEL nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{Azefoun}) = 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{Tifrit}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{Azefoun}) * S_{\text{Tifrit}} / S_{\text{Azefoun}}$$

$$= 140 * (15.4 / 35)$$

$$= 61.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3.6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2)$$

$$= 61.6 * 3.6 * 48 / 15.4$$

$$= 691.2 \text{ mm}$$

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

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

Avec :

$a$  : le GRADEX = 9.2 mm.

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

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

$$F = 1 - 1/10 = 0.9 \quad \mu = 2.25$$

$$b' = 691.2 - 9.2 * 2.25 = 670.5$$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 9.2 * \mu + 670.5$$

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

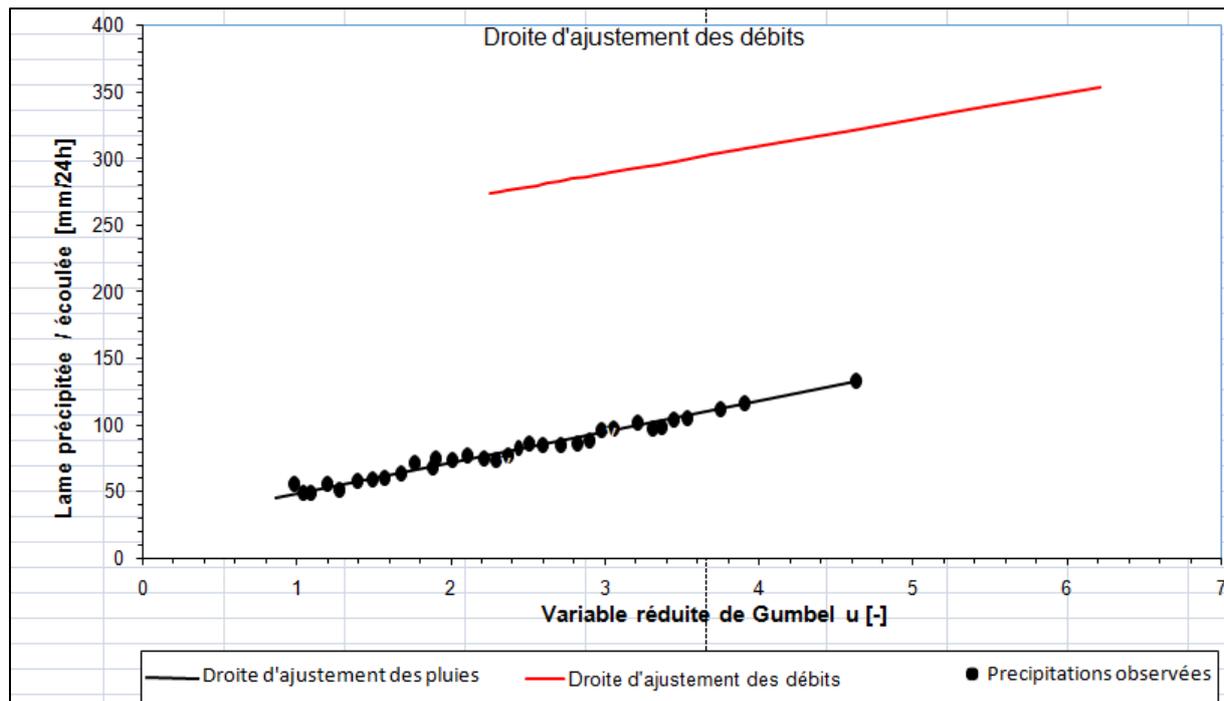


Figure II. 9 Graphique de la méthode de GRADEX

7. Calcul des débits de pointe :

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

$$P = Q_{max} / Q_{moy} = 2.42$$

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 II. 13 Débits de pointe par la méthode GRADEX

Temps de retour	fréquence empirique selon Hazen	variable réduite de Gumbel u	Débits moyens extrapolés [mm/24h]	Débits moyens extrapolés [m3/s]	Débits de pointe extrapolés [m3/s]
10	0,900	2,25	691.2	123	298
20	0,950	2,97	698	124	301
50	0,980	3,90	706.7	126	305
100	0,990	4,60	713.2	127	308
500	0,998	6,21	728.4	130	314

• **Station de Tazmalt**

1. Ajustement de la série pluviométrique (P jmax) de la station de <<Tazmalt>> (150904) à la loi de GUMBEL : En utilisant le logiciel HYFRAN :

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

$$P = 9.30 * \mu + 31.19$$

Le GRADEX est donc : a=9.3 mm

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de <<Tazmalt>> (150904), on a estimé le temps de base par : n=48 heures.

L'ajustement de la série des débits de la station de Azefoun , car c'est la station la plus proche de la zone, à la loi de GUMBEL nous a donné :

Q10 ans (Azefoun) = 140 m3/s

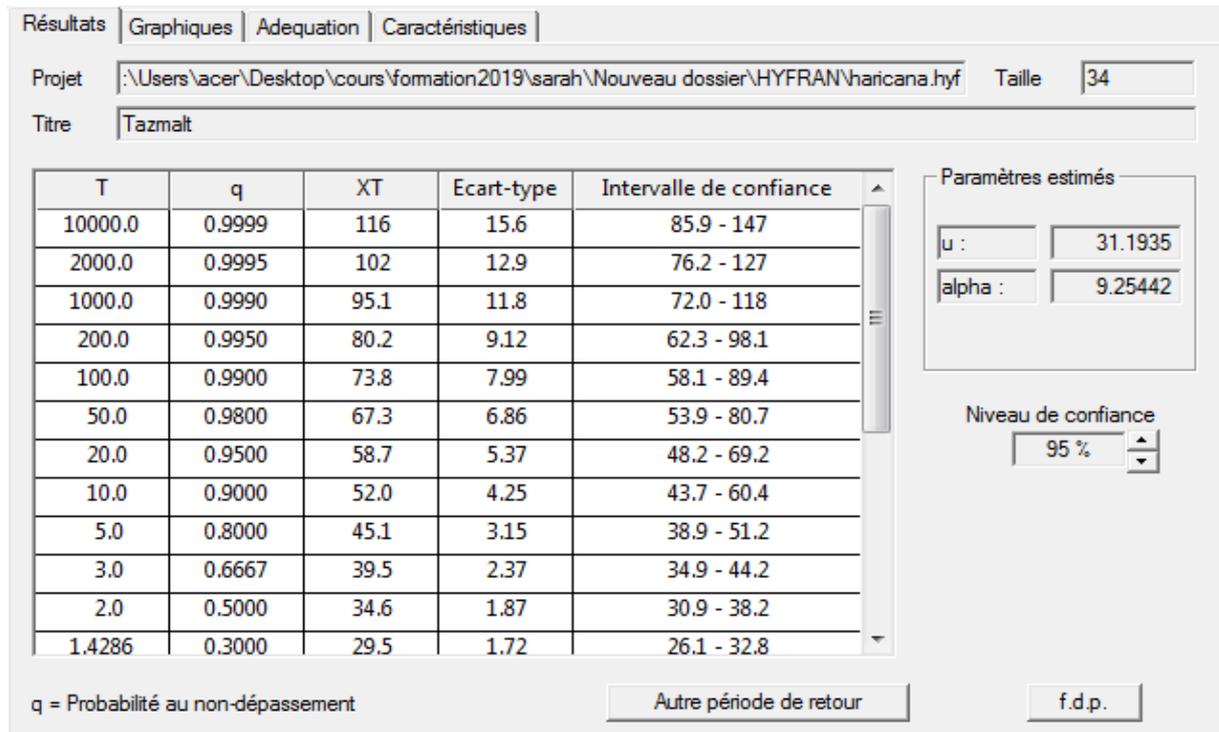


Figure II. 10 Ajustement à la loi de Gumbel

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}} (\text{Tifrit}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{Azefoun}) * S_{\text{Tifrit}} / S_{\text{Azefoun}} \\ &= 140 * (15.4 / 35) \\ &= 61.6 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \\ &= 61.6 * 3,6 * 48 / 15.4 \\ &= 691.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

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

Avec :

a : le GRADEX =9.3 mm.

μ : variable réduite de GUMBEL (μ= -ln (-ln (F))).

b' = Q10 ans – a. μ(T=10 ans)

F=1-1/10=0,9 □ □ μ = 2,25

b' = 691.2 – 9.2\*2.25 = 670.5

Donc : l'équation du débit est :

$$Q \text{ extrapolé (mm)} = 9.2 * \mu + 670.5$$

6. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P jmax, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m3/s)

7. Calcul des débits de pointe :

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

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 2.42$$

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

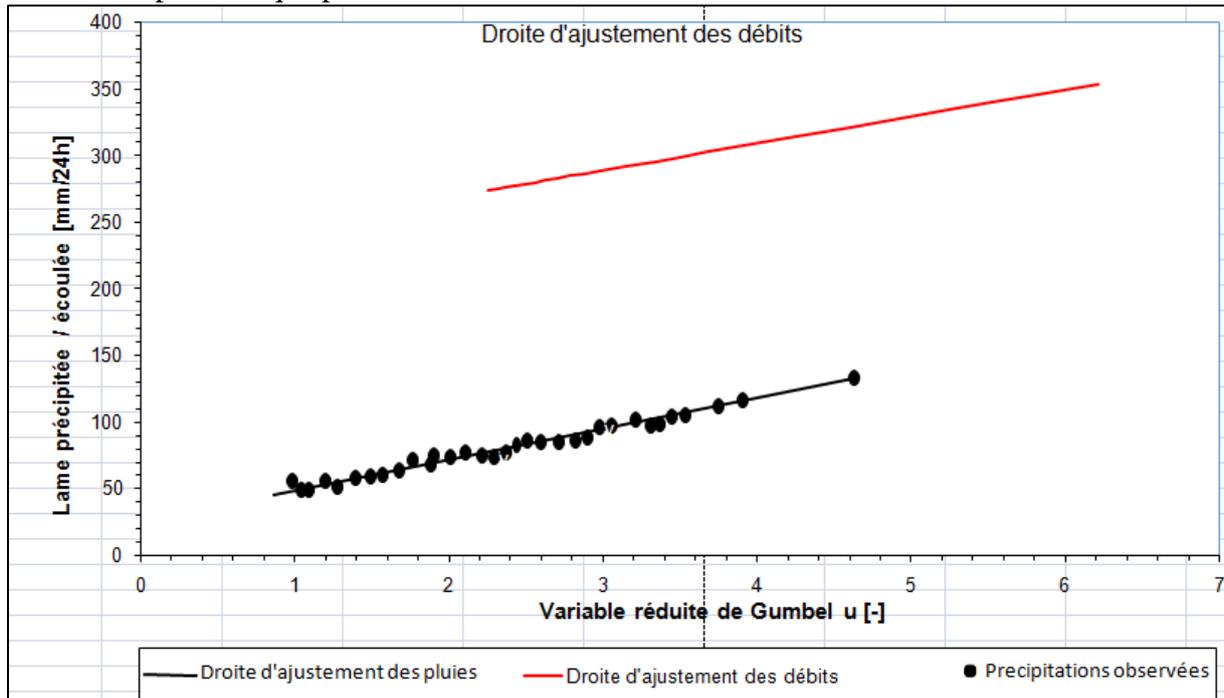


Figure II. 11 Graphique de la méthode de GRADEX

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 14 Débits de pointe par la méthode GRADEX

Temps de retour	fréquence empirique selon Hazen	variable réduite de Gumbel u	Débits moyens extrapolés [mm/24h]	Débits moyens extrapolés [m3/s]	Débits de pointe extrapolés [m3/s]
10	0,900	2,25	691.2	123	298
20	0,950	2,97	698	124	301
50	0,980	3,90	706.7	126	305
100	0,990	4,60	713.2	127	308
500	0,998	6,21	728.4	130	314

- **Interprétation :**

Après analyses des trois stations pluviométriques, on constate que les débits de pointes calculés avec la méthode de gradex sont identiques et ceux pour les différentes périodes de retour. On opte pour la station de ‘Sidi Yahia car les données sont plus récentes

**II.3. Étude des apports (Laborde, 2003).**

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

**II.3.1. Apport liquide**

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

- **Formule de DERIE II**

$$A = 0.513 * P^{-2.683} * Dd^{0.5} * S^{0.842} \tag{II.22}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

Dd : Densité de drainage (Km/Km2).

S : Surface du bassin versant (Km2).

- **Formule dite ‘Algérienne**

$$Le = P * 1 - 10^{-Kp^2} * 10^3 \tag{II.23}$$

$$A=Le.S \tag{II.24}$$

Avec :

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

P : précipitation moyenne interannuelle en m

- **Formule de l'ANRH**

$$A0 = 0.915 * Pmoy^{2.684} * S^{0.482} \tag{II.25}$$

Avec :

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (m).

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

- **Formule de MEDINGUER**

$$A0 = 1024(Pmoy - 0.26)^2 \tag{II.26}$$

$$A0 = Le. S \tag{II.27}$$

Avec :

Pmoy: Pluie moyenne annuelle en (m).

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

Le : Lamme d'eau écoulée en (mm).

Les resultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 15 Résultats de calcul d'apport liquide

Formule	DERIE II	Algerienne	ANRH	MEDINGUER
A (Mm <sup>3</sup> )	1,3665	0,435948	0,90868	0,4190
A (m <sup>3</sup> )	1366519,43	435948,2	908680,25	418982,5024

Calculons les erreurs des quatre formules qui peuvent nous indiquer la formule la plus fiable

Tableau II. 16 Résultats de calculs pour des erreurs pour le choix des apports

	DERIE II	ANRH	Algérienne	MEDINGUER	Somme	Moy	A choisie m3
	1366519	908680	435948,2	418982,5	3130130	782532	1366519
Erreur	-0,74	-0,16	0,44	-0,55			

Après calcul de l'erreur on peut donc estimer l'apport liquide à A=1366519,4 m<sup>3</sup>

### II.3.2. Etude des caractéristiques de l'écoulement

#### a. Module de l'écoulement

$$Me = A0 / T \quad (II.28)$$

A0 : Apport moyen annuel (l).

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

#### b. Module de l'écoulement relatif

$$M0 = Me / S \quad (II.29)$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

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

#### c. Lame d'eau écoulée

$$L e = A0/S \quad (II.30)$$

#### d. Coefficient de l'écoulement

$$Ce = Le / P \text{ moy} \quad (II.30)$$

#### e. Coefficient de variation

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

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C = a - 0.063 \log_{10}(S+1) \quad (II.31)$$

Avec :

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M0 \quad (II.32)$$

M0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km<sup>2</sup>).

- **Formule de L'ANTONOV**

$$Cv = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad (II.33)$$

Avec :

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

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} * Mo^{0.27}} \quad (II.34)$$

Avec :

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

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

- **Formule Algérienne**

$$Cv = \frac{0.93 * K}{Mo^{0.23}} \quad (II.35)$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

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

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 17 Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement

Module d'écoulement (l/s)	43,332	Module d'écoulement relatif (l/s/Km <sup>2</sup> )	2,813
Lame d'eau écouler (mm)	88,735	Coefficient d'écoulement	0,209
Coefficient de variation			
Formule de SOKOLOVSKY	0,573	Formule de L'ANTONOV	0,358
Formule de KRISTEKLY MENKEL	0,553	Formule Algérienne	0,484

Après le calcul du coefficient de variation par les différentes méthodes on prend les valeurs obtenues par la formule Algérienne qui sont très proches de la moyenne qui est Cv=0,484

#### II.4. Étude 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

##### II.4.1. Détermination des débits maximums fréquentiels

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

##### II.4.1.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques

- **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{\max; p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \text{Log}(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log} T - \text{Log} S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{II.36})$$

Avec :

$Q_{\max; p\%}$ : Débit maximum pour une fréquence donnée ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne interannuelle (m).

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

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

$K$  : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin  $1 < K < 3$ , on prend  $K=3$ .

$T$  : Période de retour (an)

• **Formule de TURZZA**

$$Q_{\max; p\%} = \frac{C \cdot I_{ct} \cdot S}{3.6} \quad (\text{II.37})$$

Avec :

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

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

$I_{ct}$  : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration ( $\text{mm/h}$ ).

• **Formule de SOKOLOVSKY**

$$Q_{\max; p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{tc} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad (\text{II.38})$$

Avec :

$P_{tc}$  : Précipitation de probabilité  $P\%$  correspondant au temps de concentration (mm).

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

$T_c$  : Temps de concentration (heures).

$H_0$  : Perte d'eau initiale, au Nord algérien  $H_0 = 7 \text{ mm}$ .

$F$  : Coefficient de forme de la crue

$$F = 12 / (4 + 3 \cdot \gamma) \quad (\text{II.39})$$

- Pour  $S < 50 \text{ Km}^2$  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.

$$\alpha = \frac{\sqrt{\bar{X}_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{\bar{X}_p} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{II.40})$$

Avec :

$\bar{X}_p$  : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

$H_0$  : perte d'eau initiale.

Tableau II. 18 Récapitulatif des débits maximums de crue avec les différentes formules

T (ans)	Formule de Mallet-Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Sokolovsky

5	59,257	30,465	6,364
10	71,641	38,767	10,099
50	94,320	55,486	19,830
100	102,553	65,574	24,508

**II.4.1.2. Détermination des débits maximums fréquents par la méthode GRADEX**

Les débits de pointe pour la station de ‘Sidi Yahia avec la méthode de gradex ont déjà été calculés et ce pour le choix de la station pluviométrique. Voici un récapitulatif :

Tableau II. 19 Débits de pointe par la méthode GRADEX

Temps de retour	Fréquence empirique selon Hazen	variable réduite de Gumbel u	Débits moyens extrapolés [mm/24h]	Débits moyens extrapolés [m3/s]	Débits de pointe extrapolés [m3/s]
10	0,900	2,25	691.2	123	298
20	0,950	2,97	698	124	301
50	0,980	3,90	706.7	126	305
100	0,990	4,60	713.2	127	308
500	0,998	6,21	728.4	130	314

• **Interprétation :**

Faisons une analogie avec la méthode de GRADEX par rapport au débit décennal calculé par la formule empirique Mallet-Gauthier comme suit :

On a :

$$QB\text{V}/SB\text{V} = QSB/SSB \tag{II.41}$$

$$QSB = (QB\text{V} * SSB) / SB\text{V} \tag{II.42}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 20 Débits calculés par la méthode GRADEX

T (ans)	Q 10ans (m3/s)		Q 50ans (m3/s)		Q 100ans (m3/s)	
	Mallet-Gauthier	Gradex	Mallet-Gauthier	Gradex	Mallet-Gauthier	Gradex
	71.64	298	193	305	102.55	308

- 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 de 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 II. 21 Les valeurs des débits de pointe optées

T (ans)	10	20	50	100	500
GRADEX	298	301	305	308	314

**II.4.2. 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

$$Q_m = Q_{max} * \left(\frac{T}{t_m}\right)^2 \tag{II.43}$$

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

$$Q_d = Q_{max} * \left(\frac{T_d - t}{T_b}\right)^3 \tag{II.44}$$

$$t_b = t_d + t_m \tag{II.45}$$

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 II. 22 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 II. 23 Valeurs des débits de crues en fonction du temps

T(ans)	100 ans	50 ans	10 ans	5 ans
t (h)	Q100	Q 50	Q10	Q5
0,25	3,275	3,012	2,288	1,892
0,5	26,199	24,095	18,302	15,138
0,75	88,421	81,322	61,768	51,091
0,76	92,005	84,618	64,272	53,162
1	81,669	75,112	57,051	47,189
1,25	60,092	55,268	41,979	34,722
1,5	41,819	38,462	29,214	24,164
1,75	26,850	24,694	18,756	15,514
2	15,183	13,964	10,606	8,773
2,1	11,441	10,523	7,992	6,611
2,25	6,819	6,272	4,764	3,940
2,5	1,759	1,618	1,229	1,016
2,66	0,2	0,2	0,1	0,1

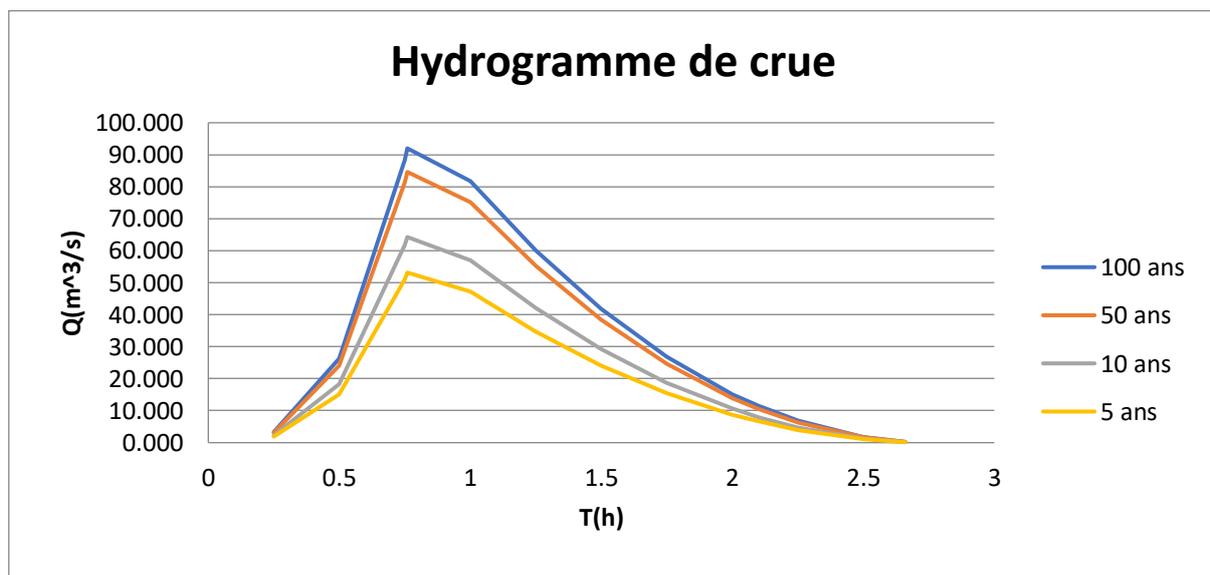


Figure II. 12 Hydrogramme de crue de la zone d'étude

### II.4.3. 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 II. 24 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  $Q = 308 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### II.4.4. 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 :

- **Méthode de TIXERONT : ( Touaibia, 2001)**

$$T_a = a * L_e^{0.15} * S \tag{II.46}$$

Avec :

$T_a$  : désigne la dégradation spécifique en  $T/\text{Km}^2/\text{an}$ .

$L_e$  : désigne le ruissellement moyen en m.

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

Tableau III. 25 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 en prend  $\alpha=350$

- **Méthode d’estimation au Nord Algérien**

$$D_s = 328.62 * Q^{-0.234} - 0.234 * S^{-0.197} \tag{II.47}$$

Avec :

$D_s$  : le transport solide en  $(t/\text{Km}^2/\text{an})$ .

$Q$ : Débit maximum  $(\text{m}^3/\text{s})$

$S$  : Surface du bassin versant  $(\text{Km}^2)$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 26 Apport solide du bassin par les deux méthodes

Formule	Résultat (T/Km <sup>2</sup> /an)
TIXERONT	243,38
Nord Algérien	50,17

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons calculé les caractéristiques du bassin versant qui influence le cours d'eau et avons estimé le débit de crue optimal afin de pouvoir réaliser un aménagement adéquat à la situation de l'Oued.

**CHAPITRE III**  
**Diagnostic et**  
**modélisation du cours**  
**d'eau non aménagé**

## CHAPITRE III : 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 à surface libre ou en charge. Dans ce chapitre on va étudier l'écoulement des eaux dans l'oued à aménager.

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

#### III.1.1. Écoulement 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.

#### III.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.

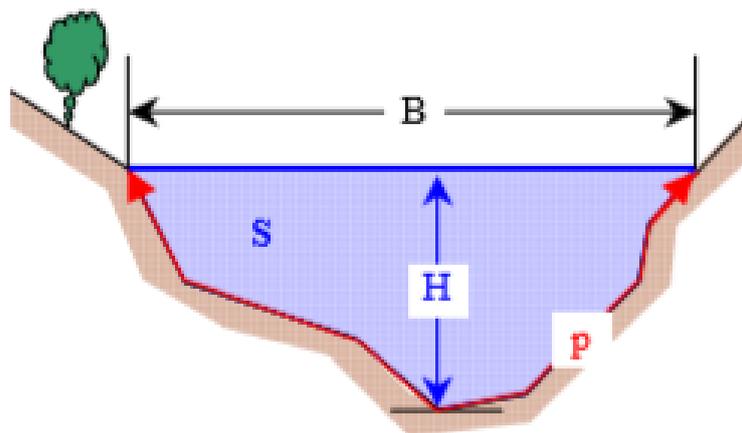


Figure III 1 Canal naturel

– 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**

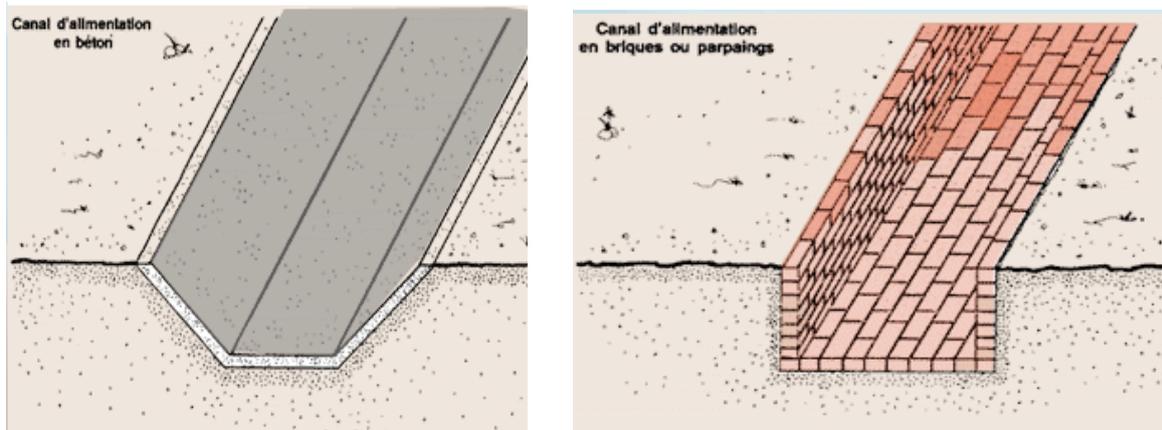


Figure III 2 Canaux artificiels à ciel ouvert

### III.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 :

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

Il se divise en :

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme

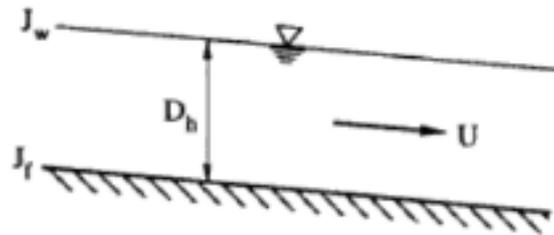


Figure III 3 Schéma d'un écoulement permanent

- **Écoulement non permanent :**

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

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

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

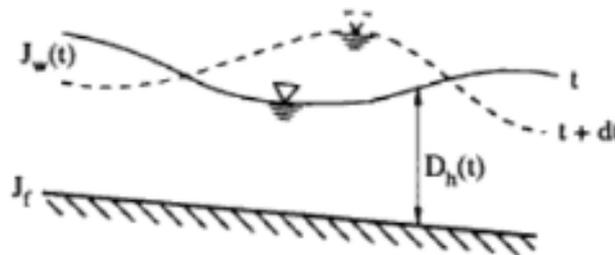


Figure III 4 Schéma d'un écoulement non permanent

**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 :

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

- **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 :

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

- ✓ 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  $\Delta h/ x \ll 1$ .

- ✓ Écoulement 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.

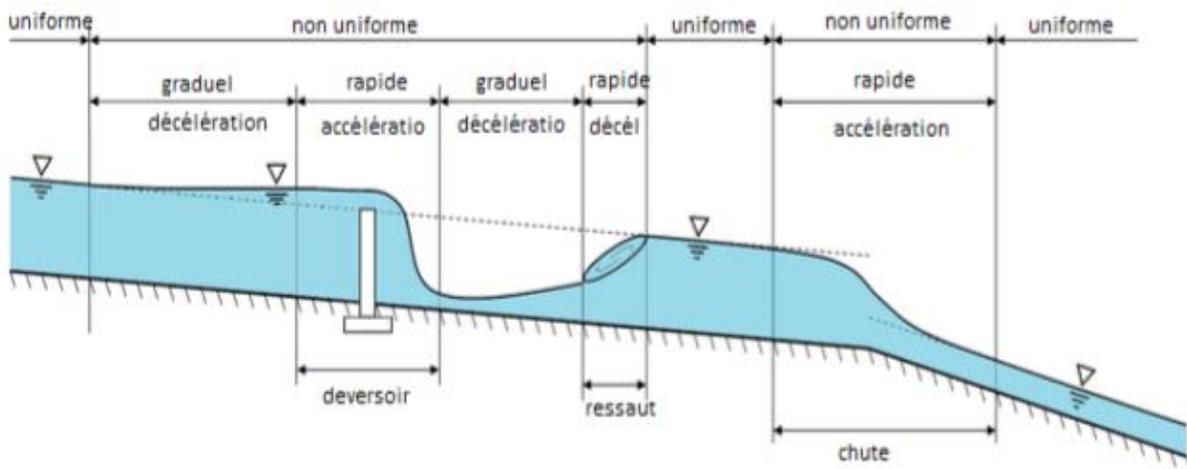


Figure III 5 Schéma illustrant les différents types d'écoulements

### III.1.4. Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement : écoulement fluvial 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 :

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

Il s'écrit aussi :

$$Fr = V \sqrt{(g*Ym)} \dots \quad ( \text{ III. 6} )$$

Avec :

$y_m = S/L$ : 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.

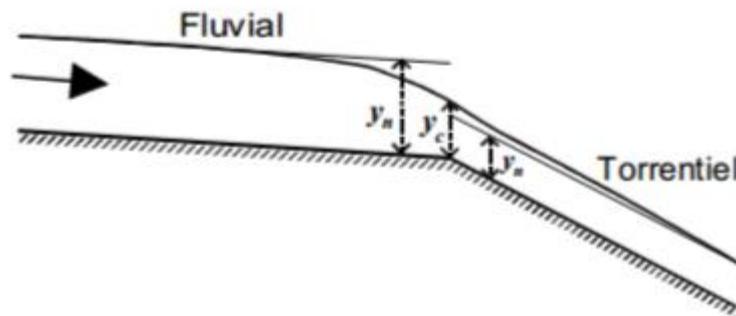


Figure III 6 Passage du régime fluvial au régime torrentiel

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 :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad \dots \text{ ( III. 7 )}$$

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.

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

### III.2.1. État de l'oued de la zone d'études

L'Oued TIFRIT prend sa source au niveau du lieu-dit « TIFRIT », Il traverse la route



nationale N°26, la zone industrielle de TAHARACHT et se déverse dans l'oued SOUMMAM. Il



traverse 4 ponts dont celui de la RN 26 et de la voie ferroviaire .

Figure III 7 Pont traversant l'oued Tifrit

Figure III 8 État de l'oued Tifrit

### III.2.2. Modélisation de l'écoulement

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

Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique c'est un logiciel de modélisation hydraulique destiner à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux tous en prenant en compte des phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (nœud, 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...).

### III.2.2.2. Étapes 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.

#### III.2.2.2.1 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, devrsoire ...).

Les sections transversales ont été tirées à partir du levé topographique à l'aide du logiciel Civil 3D, ou nous avons défini l'axe de l'oued ainsi que leurs rives gauches et droites. Ensuite nous avons procédé à une tabulation automatique, dont nous avons fixé les équidistances entre deux sections transversales à 75 m, et la largeur d'une section transversale à 40m. À la fin les sections transversales ont été exportés automatiquement vers Hec-Ras

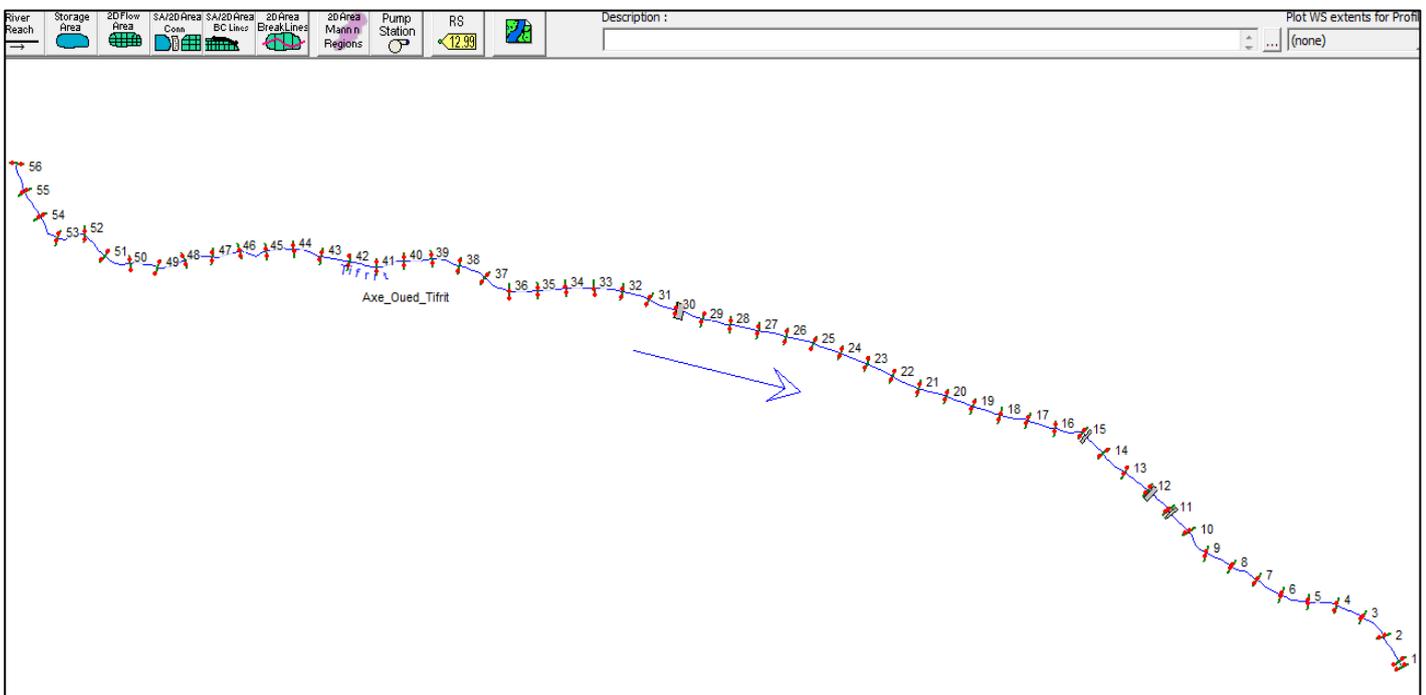


Figure III 9 Les profils en travers de l'oued TIFRIT

### III.2.2.2.2 Données hydrométriques et conditions aux limites :

La modélisation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrées de l'oued et les conditions aux limites tels que le coefficient de Manning et la hauteur critique pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section de l'oued.

Vue l'absence des informations (courbe débit hauteur), nous devons choisir la hauteur critique comme condition aux limites d'où le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.

### III.2.2.2.3 Simulation :

Après avoir introduit les données géométriques, hydrométriques et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcul. Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

### III.2.2.2.4 Résultat de la simulation :

Le plan du cour d'eau en trois dimensions et le profil en long du modèle géométrique sont présentés sur les figures si dessous :

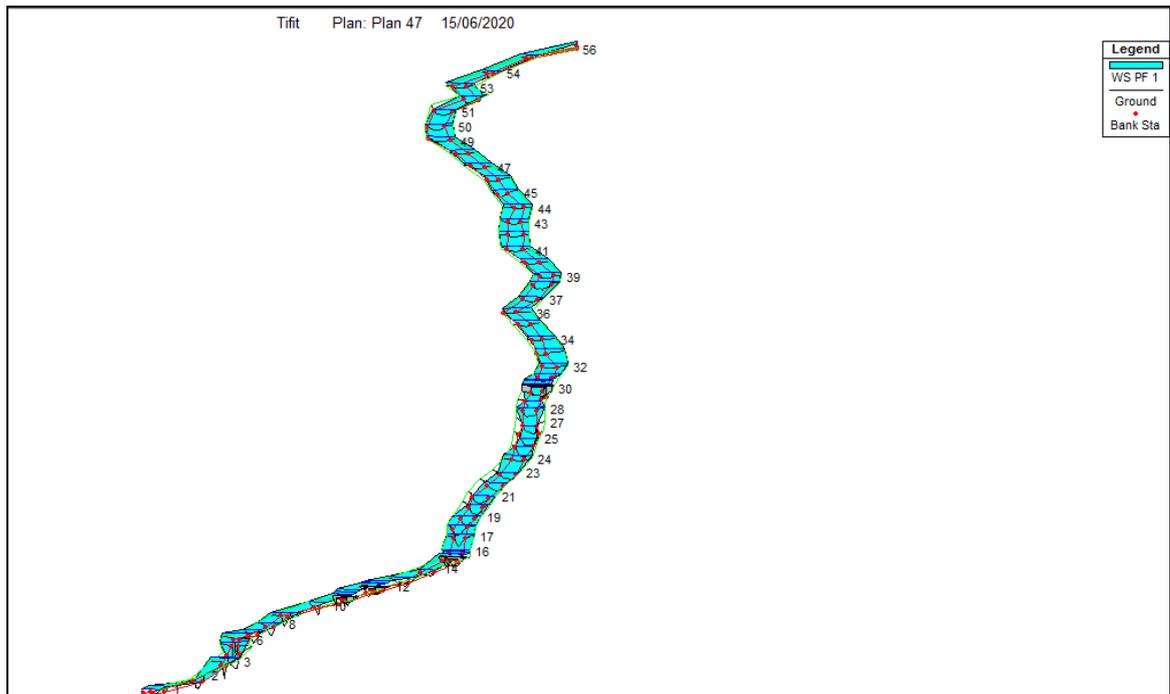


Figure III 10 Vue en Plan en 3D de l'Oued TIFRIT, après la simulation.

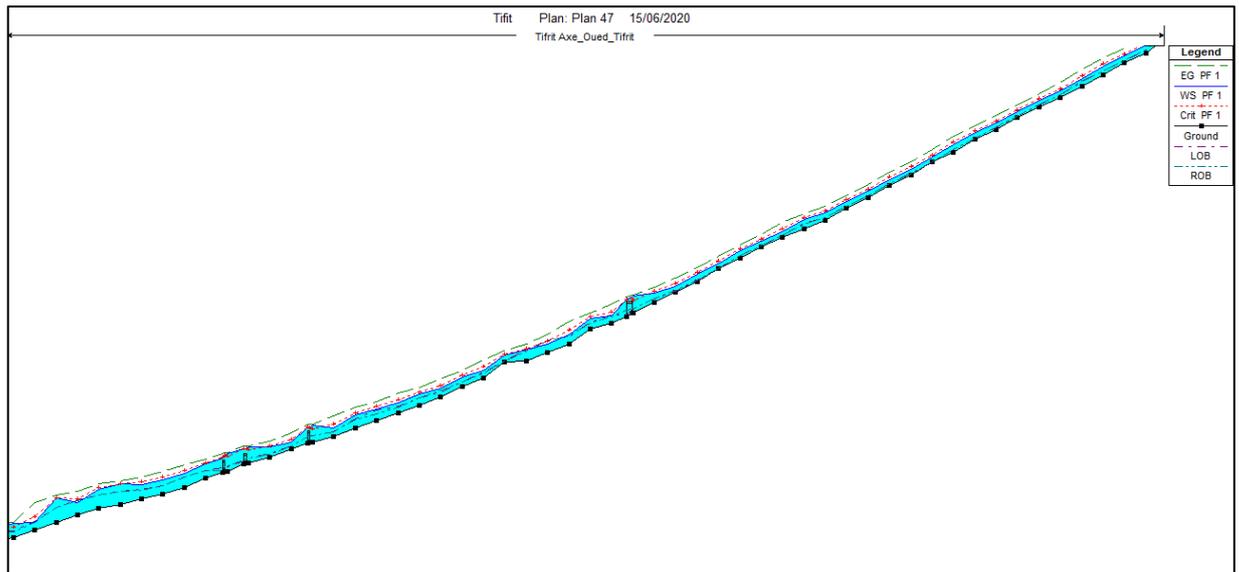


Figure III 11 Profil en long de l'Oued TIFRIT, après la simulation.

Les figures suivantes représentent quelques sections en travers de l'oued et les autres sections sont présentées en annexe.

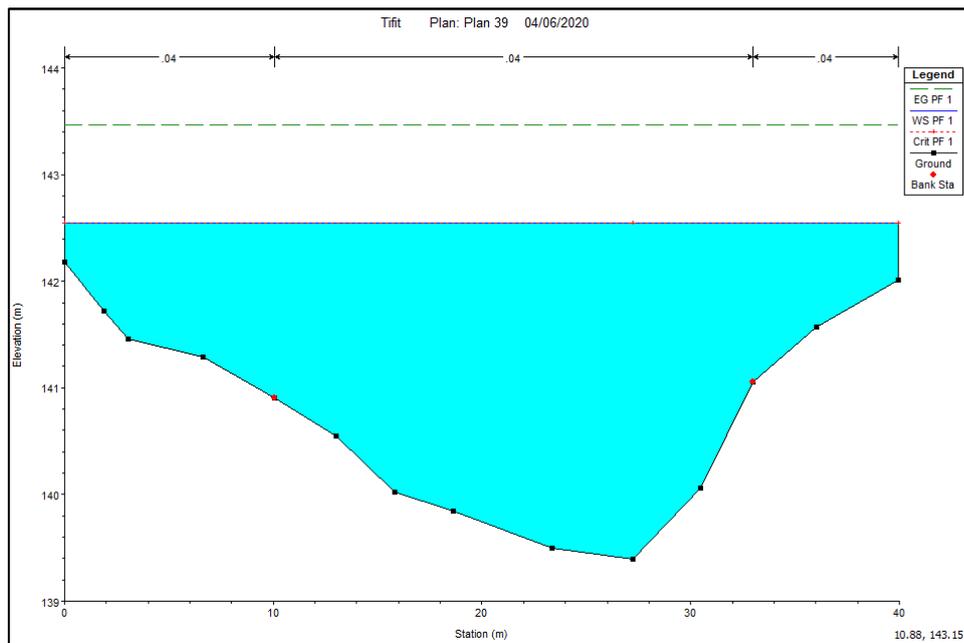


Figure III 12 Section en travers S0 d'Oued TIFRIT

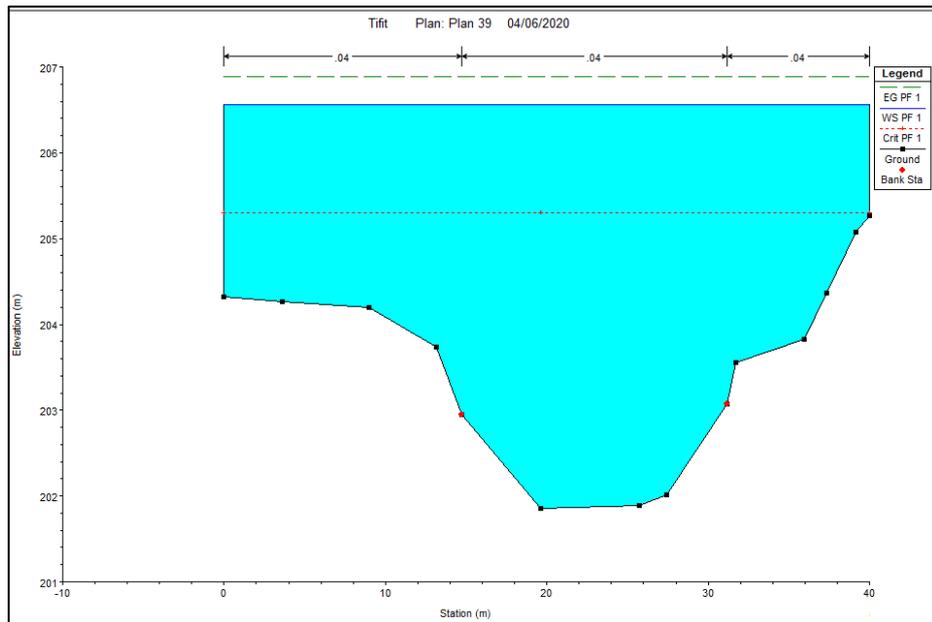


Figure III 13 Section en travers S30 d'oued TIFRIT

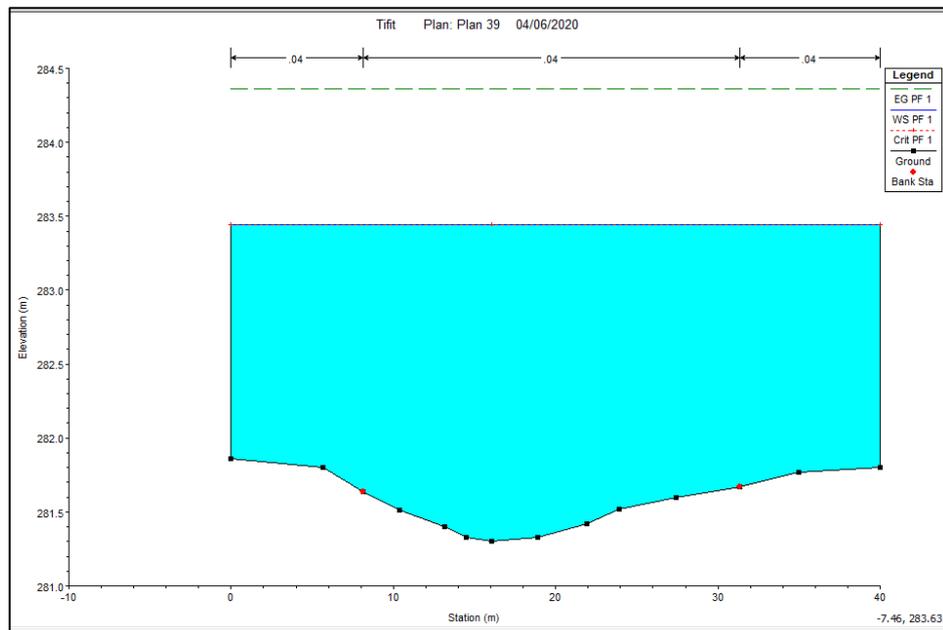


Figure III 14 Section en travers S56 d'oued TIFRIT

### Interprétation

Vue le niveau d'eau dans toutes les sections en travers de l'oued, nous remarquons que l'oued est inondé sur tous sa longueur, selon les paramètres suivants :

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 2,72 et 10,33 m/s.
- La hauteur d'eau qui varie entre 0.6 et 3m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0,41 et 2,00.

### III.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 général 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 intégré dans HEC-RAS version 5.0.7



Figure III. 1 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 biens et de l'environnement.

**CHAPITRE IV**  
**Études des variantes**  
**d'aménagement**

## CHAPITRE IV : Études 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.

### IV.1. Principe d'aménagement

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

##### IV.1.1.1. Reprofilage

La 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)

##### IV.1.1.2. Curage

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

##### IV.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.

##### IV.1.1.4. Réalisation des canaux

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

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

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

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{3}{2}} S_m I^{\frac{1}{2}} \quad \dots (IV.1)$$

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 :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \dots (IV.2)$$

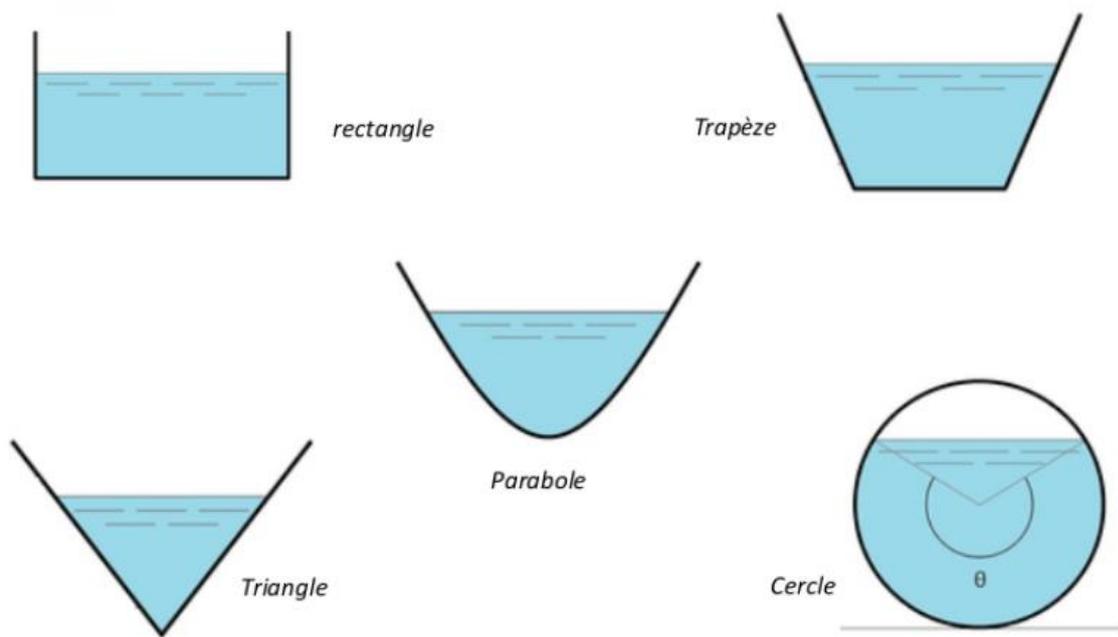


Figure IV 1 Différentes formes de canaux

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 immergées dans un canal

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

#### IV.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.

#### IV.1.3.2. Le coefficient de rugosité

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

**Tableau IV. 1 Valeurs du coefficient de Manning**

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur
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

#### IV.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.

### IV.2. Étude des variantes

Les variantes proposées pour l'aménagement de l'oued sont :

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

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

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

##### IV.2.1.1. Dimensionnement

Les dimensions du canal en béton armé de l'oued sont résumées dans le tableau suivant :

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

Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m
1	56	55	75	0.0400	15	3	2
2	55	54	75	0.0413	10	2.5	2
3	54	53	75	0.0413	10	2	2
4	53	10	3225	0.0397	8	2	2
5	10	3	525	0.0370	8	3	2
6	3	0	165.35	0.0560	8	2.5	1

#### IV.2.1.2. Les paramètres d'écoulement

Les résultats de la simulation avec le logiciel Hec-Ras sont présentés dans l'Annexe 2 et nous présentons les différentes sections dans le tableau suivant :

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

Profil	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau h (m)	Froude	Section mouillée(m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m\m)	Remarque
1	4.84	2.35	1.01	63.62	28.49	2.23	Régime torrentiel
2	9.31	1.73	2.26	33.08	20.17	1.64	Régime torrentiel
3	11.61	1.50	3.03	26.53	18.57	1.43	Régime torrentiel
4	12.95	1.33	3.58	23.80	19.96	1.19	Régime torrentiel
5	13.62	1.45	3.62	22.62	16.55	1.37	Régime torrentiel
6	12.87	1.50	3.36	23.93	16.92	1.41	Régime torrentiel

Les sections en travées des profils sont représentées dans les figures suivantes :

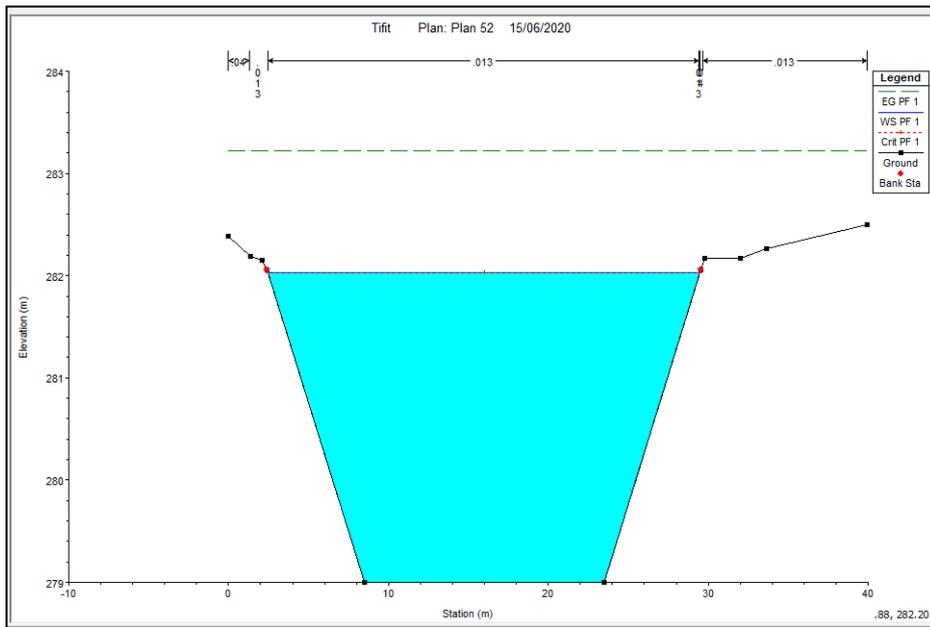


Figure IV. 1 Section du profil 1

Avec :

b : base du trapèze 15m. h : hauteur du trapèze 3m. m : fruit de talus 2.

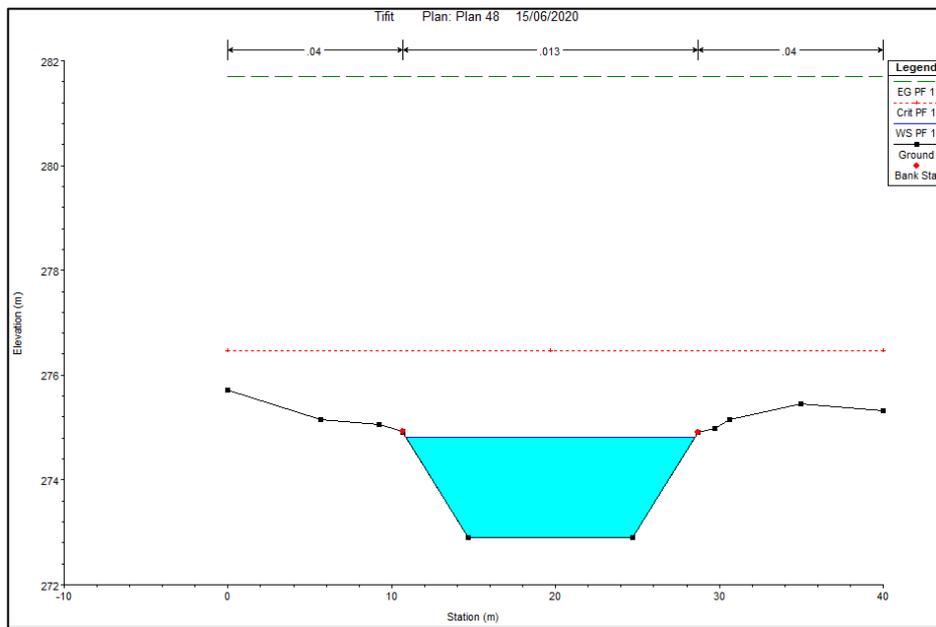


Figure IV. 2 Section du profil 2

Avec :

b : base du trapèze 10m, h : hauteur du trapèze 2m, et m : fruit de talus 2.

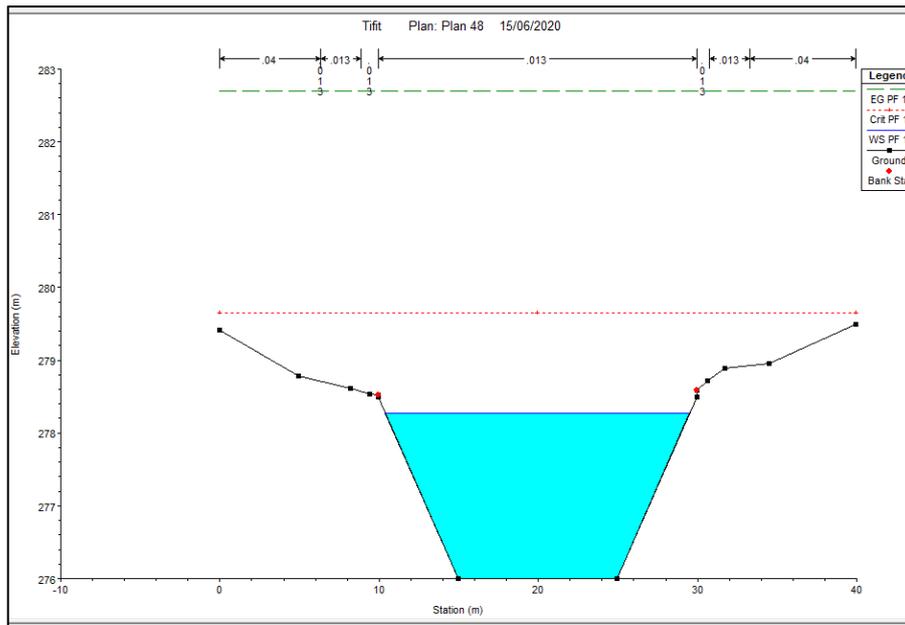


Figure IV. 3 Section du profil 3

Avec

b :base du trapèze 10m, h : hauteur du trapèze 2.5m, et m : fruit de talus 2.

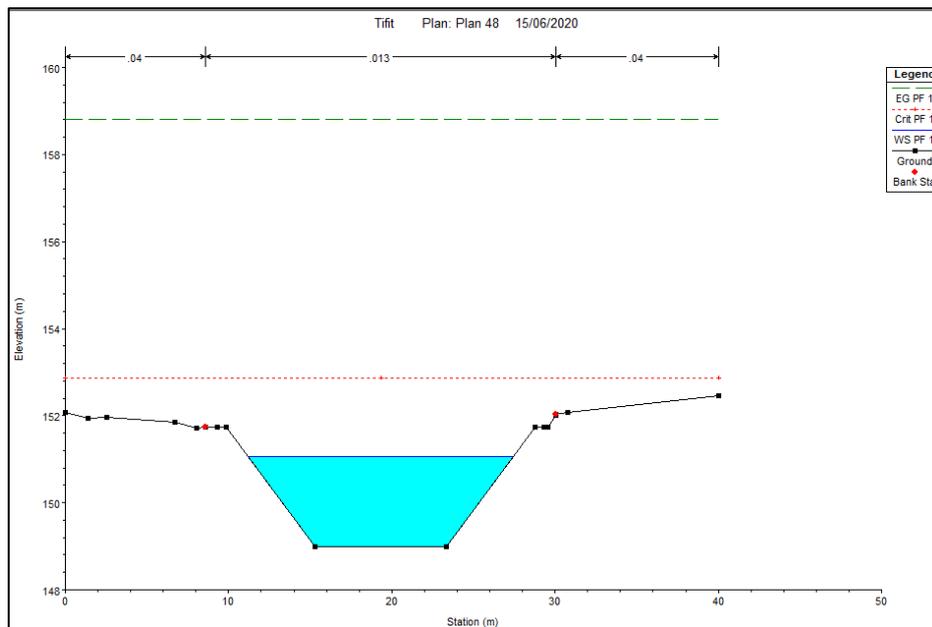


Figure IV 3 Section du profil 4

Avec

b :base du trapèze 8m, h : hauteur du trapèze 3m, et m : fruit de talus 2.

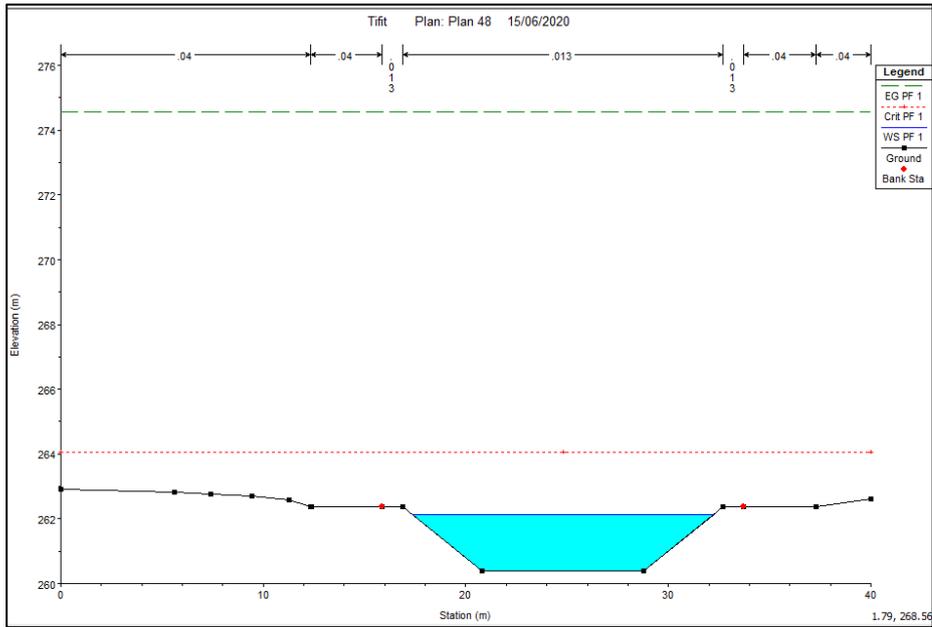


Figure IV 4 Section du profil 5

Avec

b :base du trapèze 8m, h : hauteur du trapèze 2m, et m : fruit de talus 2.

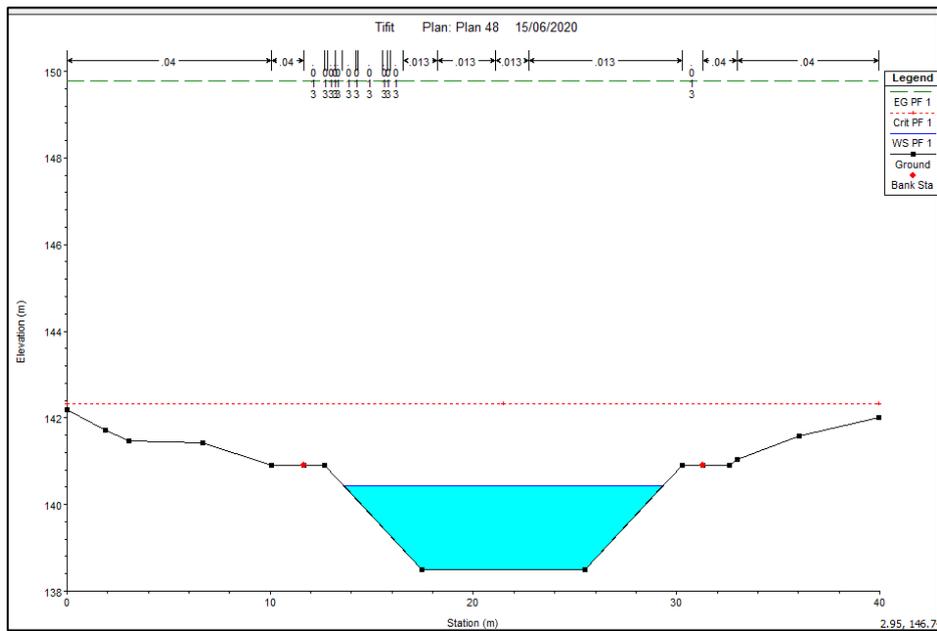


Figure IV 5 Section du profil 6

Avec

b :base du trapèze 8m, h : hauteur du trapèze 2.5m, et m : fruit de talus 1.

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

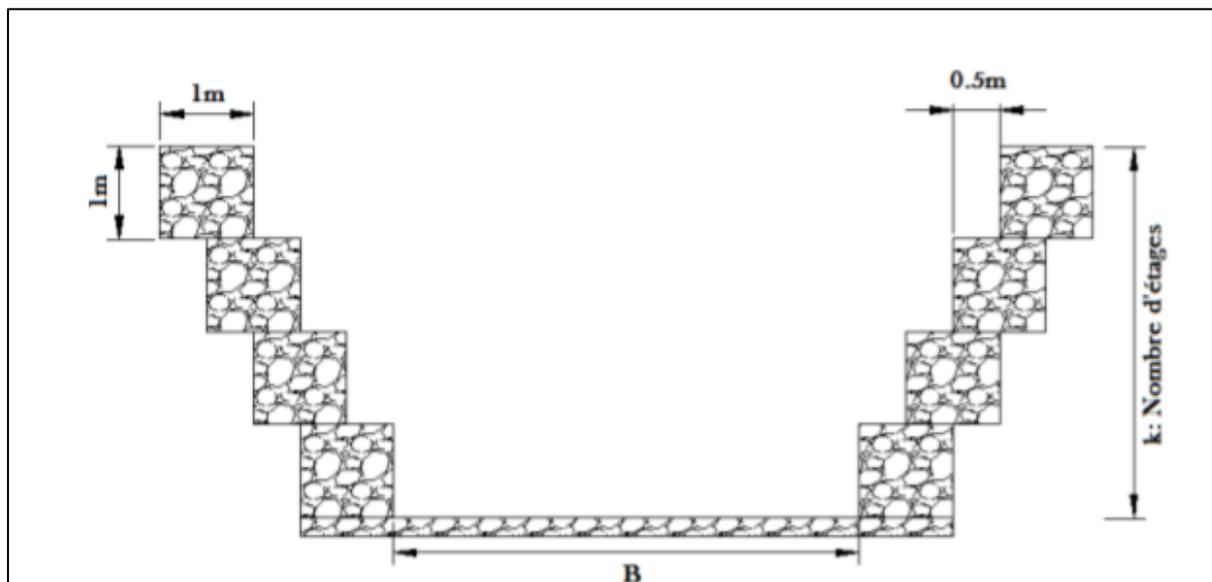
On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 10 cm L'estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau suivant :

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

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m <sup>3</sup>	52583	250	13.145.750
	Remblai	m <sup>3</sup>	13812	200	2.762.400
Béton de propreté		m <sup>3</sup>	7211.2	6000	43.267.200
Béton armé		m <sup>3</sup>	10816.8	32000	346.137.600
Montant Totale					405.312.950

IV.2.2. Canal mixte

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils sont de dimensions variées, 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.



berges.

Figure IV 6 Coupe en travers d'un canal en gabion

IV.2.2.1. Dimensionnement

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

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

Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit de talus
1	56	55	75	0.0347	20	3	/
2	55	54	75	0.0547	15	3	/
3	54	32	1650	0.0427	12	3	/

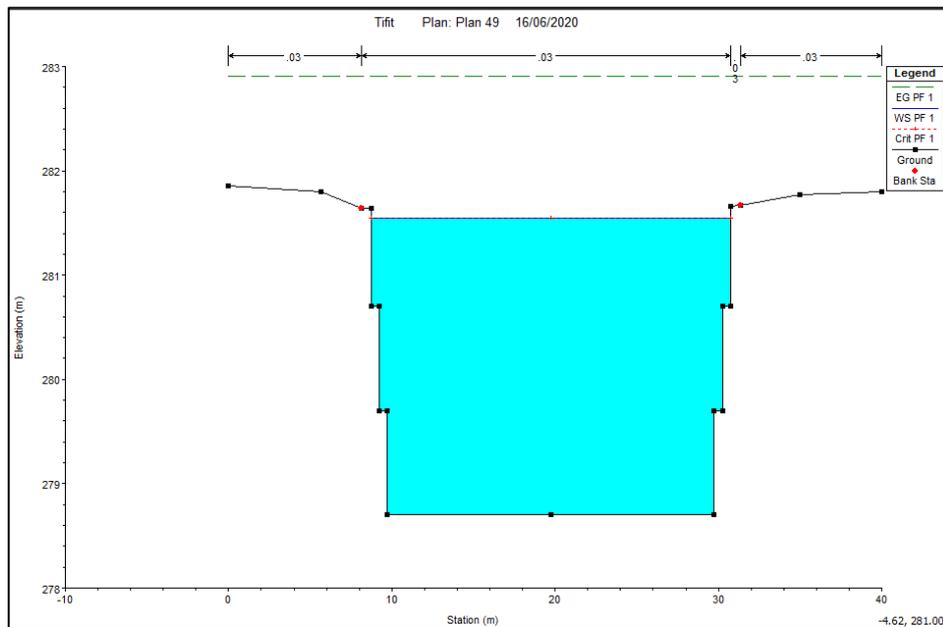
4	32	3	2175	0.0213	8	3	2
5	3	0	165.35	0.0800	8	2.5	1

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

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

**Tableau IV. 6 Paramètres d'écoulement de la variante canal en mixte.**

Profil	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau h (m)	Froude	Section mouillée(m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m\m)	Remarque
1	5.17	2.71	1.00	59.61	27.69	2.15	Régime torrentiel
2	7.80	2.32	1.64	39.47	22.00	1.79	Régime torrentiel
3	9.56	2.30	2.01	32.20	19.03	1.69	Régime torrentiel
4	9.60	2.29	2.03	32.08	19.01	1.69	Régime torrentiel
5	12.04	1.56	3.08	25.59	17.38	1.47	Régime torrentiel



**Figure IV 7 Section du profil 1**

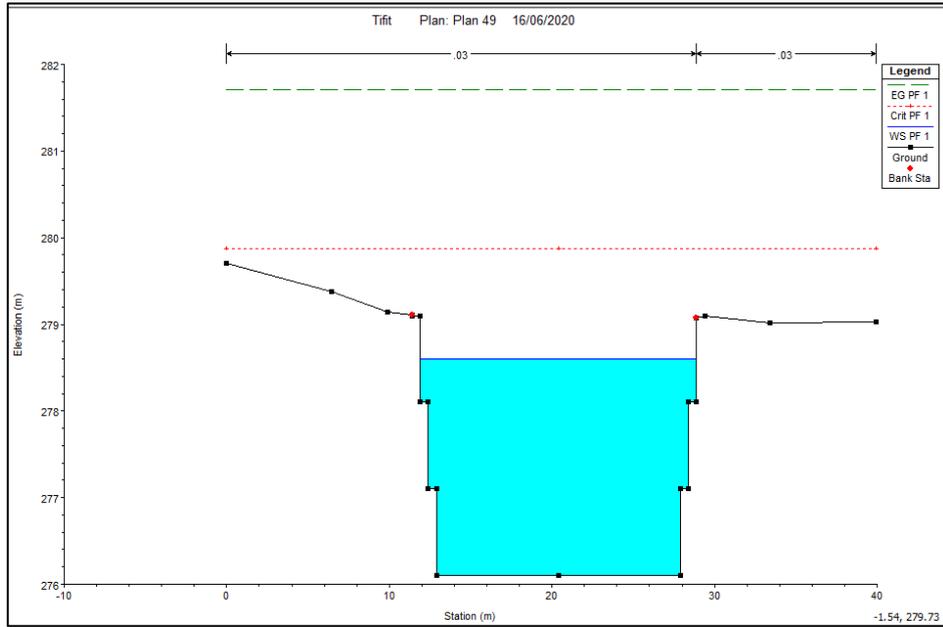


Figure IV 8 Section du profil 2

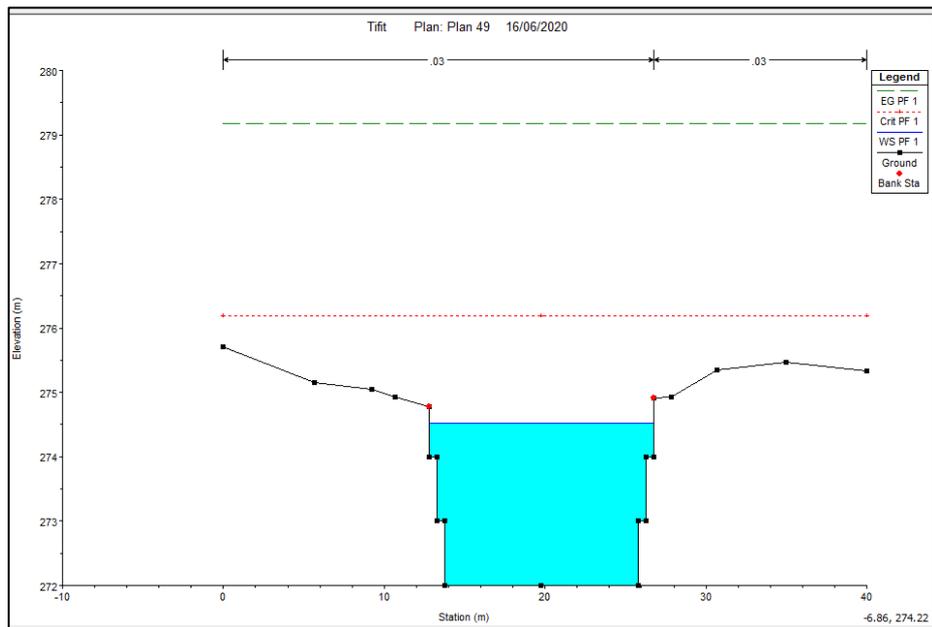


Figure IV 9 Section du profil 3

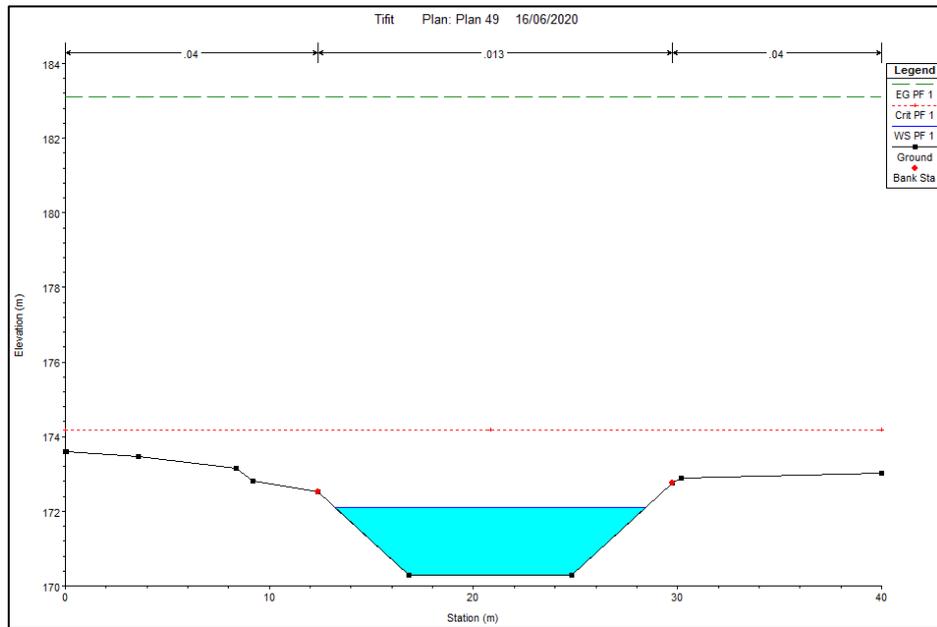


Figure IV 10 Section du profil 4

Avec

b :base du trapèze 8m, h : hauteur du trapèze 2.5m, et m : fruit de talus 1.

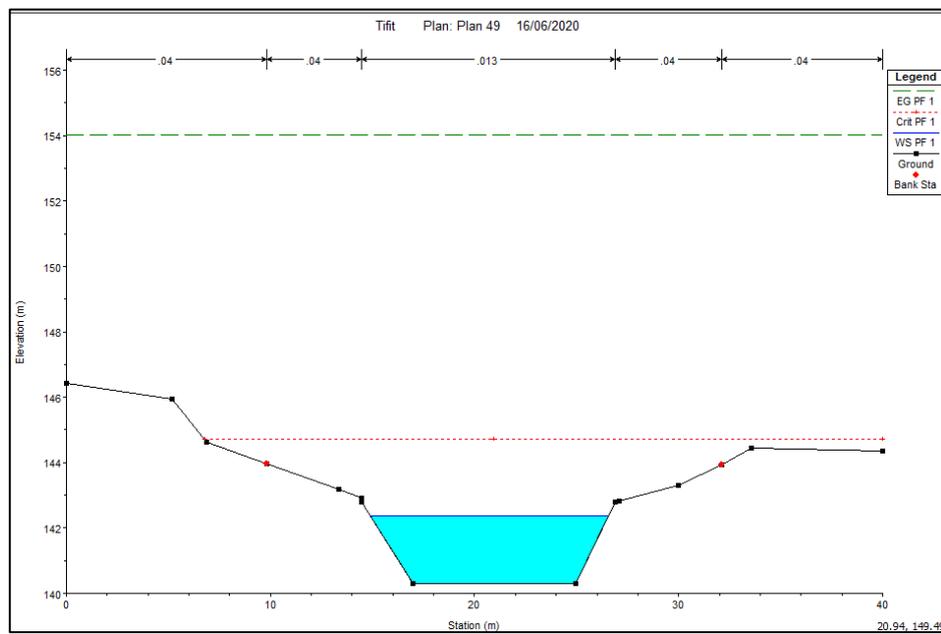


Figure IV 11 Section du profil 5

Avec

b :base du trapèze 8m, h : hauteur du trapèze 2.5m, et m : fruit de talus 1.

### IV.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 coût de la variante est donnée dans le tableau suivant :

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

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m <sup>3</sup>	85629	250	21.407.250
	Remblai	m <sup>3</sup>	11075	200	2.215.000
Gabion		m <sup>3</sup>	5835	4500	26.257.500
Béton de propreté		m <sup>3</sup>	4905.9	6000	29.435.400
Béton armé		m <sup>3</sup>	7358.8	32000	235.481.148
<b>Montant Totale</b>			314.796.298		

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

### IV.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.

### IV.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 mixte paraît plus économique que la variante mixte.

On opte pour la variante d'un canal mixte car :

- La simplicité de la réalisation.
- Coût moins élevé.
- Longue durabilité.
  - Une bonne stabilité.

## Conclusion

Après avoir étudié les sections proposées pour l'aménagement de l'oued, nous avons opté pour un canal mixte.

# **CHAPITRE V**

## **Etude génie civil**

---

## **CHAPITRE V : Etude génie civil**

### **Introduction**

En génie civil, le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doivent être très rigoureux, l'ensemble des facteurs qui peuvent être nuisibles pour la qualité des résultats de ces calculs. Les problèmes d'interaction sont parmi les phénomènes les plus réputés en génie civil et qui peuvent provoquer des dégâts capitaux lors d'un séisme, ces derniers peuvent se produire entre deux ou plusieurs systèmes physiques de différents types.

### **V.1. Généralités**

#### **VI.1.1. La capacité portante d'un sol**

Est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage. La mesure de cette performance s'acquiert par des essais de sol superficiels (essai à la table) ou par des sondages. Caractérisé par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes.

#### **VI.1.2. Actions et sollicitations**

##### **V.1.1.1. Actions**

Toute cause produisant un état de contrainte est une action, on peut distinguer trois types d'actions :

##### **1- Actions permanentes (G)**

Les actions permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles comportent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que le poids des terres, équipements fixes et les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction.

On note :  $G_{max}$  actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  actions permanentes favorables.

##### **2- Actions variables (Qi)**

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on trouve :

- Les charges d'exploitation
- Les actions dues à la température
- Les actions appliquées en cours d'exécution
- Les actions climatiques.

##### **3- Actions accidentelles (FA)**

Ce sont des actions de phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application.

##### **V.1.1.2. Les sollicitations**

Les sollicitations sont les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section du canal par les actions qui s'exercent sur elle. Elles sont exprimées sous forme de force, d'effort, de moment.

Toutes les actions citées précédemment doivent être combinées afin de tirer la combinaison la plus défavorable.

## **V.2. Caractéristiques des matériaux**

### **V.2.1.1. Le béton**

Le béton est apparu durant le XIX<sup>e</sup> siècle, depuis, il a été le principal matériau utilisé dans les ouvrages du génie civil. Ceci grâce à sa

- Forte résistance à la compression
- Durabilité sans entretien.

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier), le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible.

C'est donc pour pallier à cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) résistantes aussi bien en compression qu'en traction.

Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé béton armé.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

### **V.2.1.2. Le retrait**

C'est un raccourcissement pendant le durcissement du béton suite à l'évaporation de l'eau, il est de l'ordre de :

1,5 \* 10<sup>-4</sup> régions très humide

2 \* 10<sup>-4</sup> régions humides

3\* 10<sup>-4</sup> régions tempérées sèches

4\* 10<sup>-4</sup> régions sèche et chaude

5\* 10<sup>-4</sup> régions très sèches

### **V.2.1.3. Le fluage**

C'est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

## **V.3. Les armatures**

Les armatures sont en acier, caractérisées par un même comportement en traction et en compression. Elles ont une résistance très élevée ainsi qu'une ductilité, contrainte élastique et le module de Yung pour tous les types d'armatures sont les principales caractéristiques des aciers.

Les armatures longitudinales pour le béton armé et les éléments principaux doivent être à haute adhérence (HA) avec  $f_e \leq 500\text{MPa}$ .

## **V.4 Calcul de ferrailage**

### **VI.4.1. Les hypothèses de calcul**

#### **V.4.1.1. Béton**

Béton dosé de 400 kg/m<sup>3</sup> de poids volumique = 25kn/m<sup>3</sup>.

Béton dose de 150 kg/m<sup>3</sup> de poids volumique = 20kn/m<sup>3</sup>.

La contrainte caractéristique du béton à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 30\text{Mpa}$ .

La contrainte caractéristique du béton à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$ .

La contrainte du béton à la compression :  $\sigma_b = 14.2\text{Mpa}$

La contrainte admissible du béton à la compression :  $\sigma_b = 15\text{Mpa}$ .

La contrainte admissible de cisaillement du béton :  $\tau_u = 2.5\text{Mpa}$  pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

#### **V.4.1.2. L'acier**

- Les aciers utilisés: Les barres à haute adhérence de nuances FeE400 type 1.

- La contrainte de l'acier à la traction :  $\sigma_s = 348\text{Mpa}$

- La contrainte admissible de l'acier à la traction :

- Pour la fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = 240 \text{ Mpa}$$

- Pour la fissuration très préjudiciable.

$$\sigma_s = 176 \text{ Mpa}$$

### V.4.1.3. Le sol

Suivant l'étude géotechnique nous avons pris :

- La contrainte du sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bar}$

- Le poids volumique du sol  $\sigma_{sol} = 18 \text{ kn/m}^2$

- L'angle de frottement du sol est  $30^\circ$

### VI.4.2. Bilan des forces

- Poids propre des proies :  $P_p$
- Poids propre de la dalle (radier) :  $P_r$
- Poids propre de l'eau :  $P_w$
- Poussé de l'eau :  $F_w$
- Poussé des terres :  $F_t$
- Sur charge ( $0.8 \text{ t/m}^2$ ) :  $F_q$
- Poussé de l'eau :  $P_w$

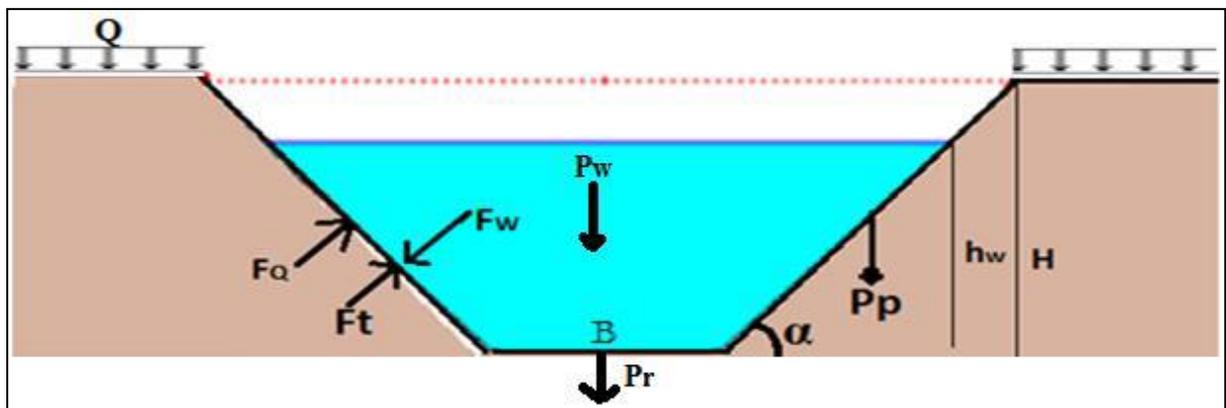


Figure V 1 Représentation des forces s'exerçant sur le canal

Tableau V 1 Bilan des forces

Force	Formule	Valeur	
		M=2	M=1
<b>Pp</b>	$H/\cos\alpha \cdot (1 \cdot e \cdot \gamma b)$	17.88t	9.43t
<b>Pr</b>	$B \cdot 1 \cdot e \cdot \gamma b$	3t	3t
<b>Pw</b>	$S_m \cdot 1 \cdot \gamma_w$	38.19t	23.62t
<b>Ft</b>	$A \cdot H^2 \cdot \gamma T / 2$	2.67t/m	1.86t/m
<b>Fq</b>	$A \cdot H \cdot Q$	0.8t/m	0.66t/m

<b>Fw</b>	$AW*hw^2*\gamma_w/2$	4.06t/m	2.67t/m
-----------	----------------------	---------	---------

### VI.4.3. Étude de la stabilité du canal

Pour le calcul de vérification de stabilité on va montrer que le canal est stable au :

- Glissement
- Renversement
- Poinçonnement

La stabilité de cet ouvrage englobe celle de poinçonnement car le canal est parfaitement Symétrique. Tell qu'on doit vérifier que :

$$\sigma_{moy} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{4} \quad (V.1)$$

$$\sigma_A = \frac{N}{100*B} + \frac{6Mg}{100*B^2} \quad (V.2)$$

$$\sigma_B = \frac{N}{100*B} - \frac{6Mg}{100*B^2} \quad (V.3)$$

$\sigma_{moy}$  : contrainte moyenne

$\sigma_{sol}$  : contrainte du sol

B : la largeur du radier

N : la somme des forces verticales

M<sub>G</sub> : la somme des moments par rapport au centre de gravité du radier

$\Sigma M_G = 0 \text{ t.m}$

Tableau V 2 Contraintes moyennes du canal

Canal		M=2	M=1
Remplie	N(t)	59.07	36.05
	$\Sigma_{moy}(\text{bar})$	0.74	0.45
Vide	N(t)	20.88	12.43
	$\Sigma_{moy}(\text{bar})$	0.261	0.15

$$\sigma_{moy} < \sigma_{sol} \text{ vérifier}$$

### VI.4.4. Étude du canal vide

#### V.4.1.4. Le radier

La dalle sera dimensionnée comme une poutre bi-encastée

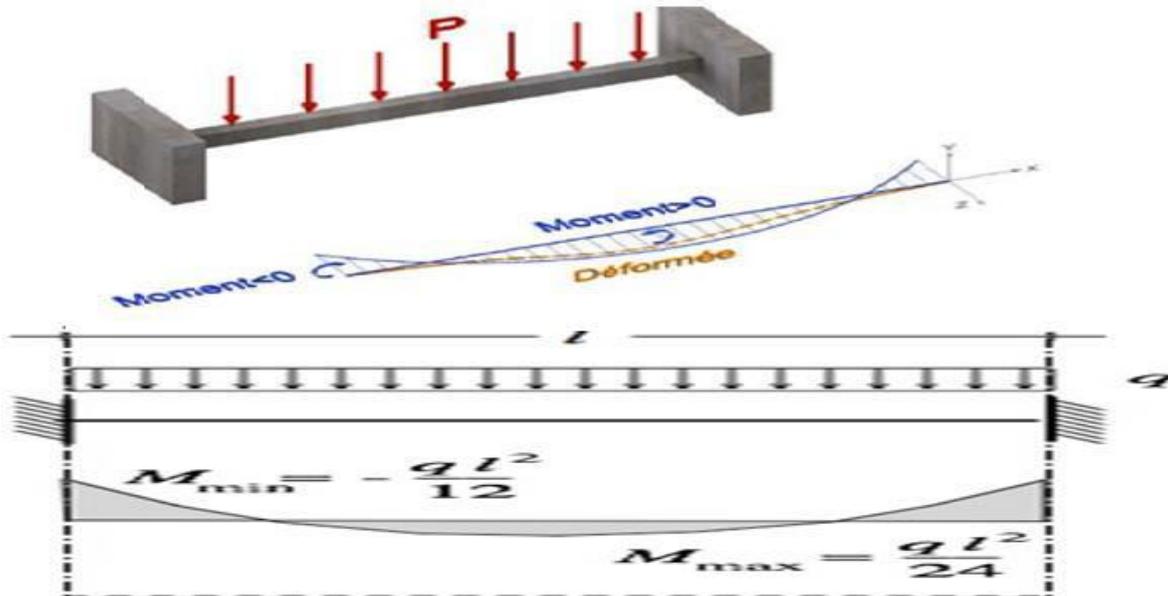


Figure V 2 Comportement d'une poutre bi-encastree

- Calcul des contraintes

Tableau V 3 Contraintes (canal vide)

	Formule	M=2	M=1
Contrainte due au poids des voiles	$\sigma_v = \frac{1.35 * Pv}{B * 100}$	0.02bar	0.016bar
Contrainte due à la semelle	$\sigma_s = \frac{1.35 * Ps}{B * 100}$	0.05bar	0.05bar

$\sigma_1 = \sigma_2 = 0.261 \text{ bar}$

Tableau V 4 Calcul des sections de ferrailage (canal vide)

	M	B	d	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	As	Nbr
Appui	4.6	100	12	0.22	0.314	10.5	12.6	7(T16)
Travi	9.6	100	12	0.47	0.944	7.47	37	5(T32)

On garde le même ferrailage pour les deux sections du profil car les calculs sont les identiques.

**VI.4.5. Étude des voiles :**

Un voile fonctionne comme une console encastrée à la base, Et ils sont caractérisés par trois modes de ruptures sont représentés dans la figure suivante :

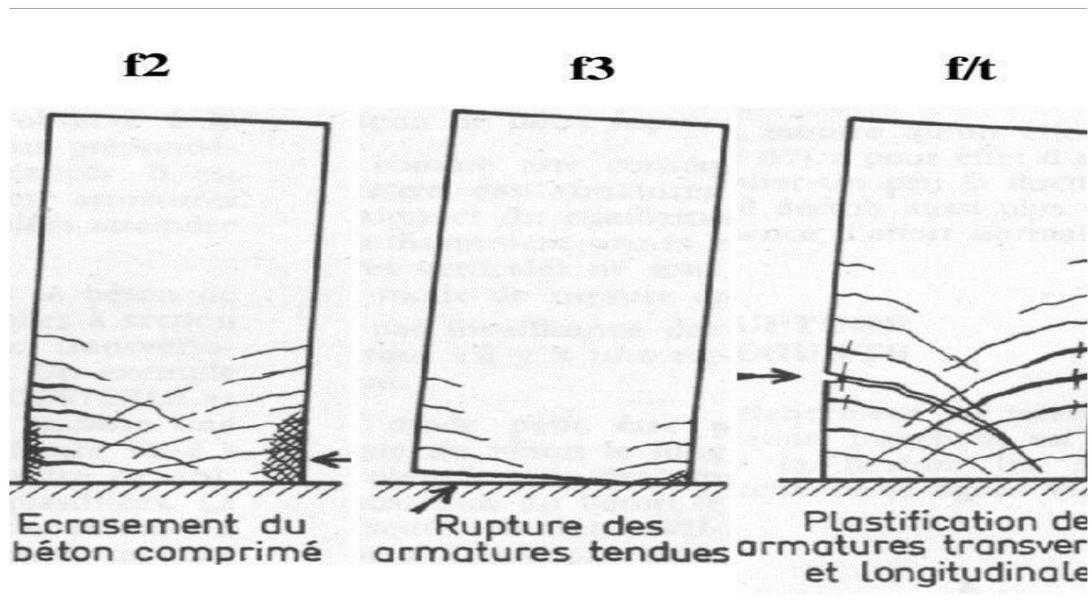


Figure V 3 Mode de rupture des voiles

Dans le but d'éviter les modes de rupture suscitée, la section du voile doit comporter suffisamment d'armatures verticales, horizontales et des armatures transversales.

• **Calcul du moment à l'encastrement**

La voile est soumise à :

- La pression de terres
- La pression de la sur charge

Le voile est sollicité en flexion simple avec un moment à l'encastrement  $M_e$  qui sera utilisé pour le ferrailage.

$$M_e = Ft * \frac{l}{3} + Fq * \frac{l}{2} \quad (V.4)$$

$$\text{Avec : } l = H / \sin \alpha \quad (V.5)$$

Tableau V 5 Calcul Ferrailage des voiles (canal vide)

	M=2	M=1
$M_e$ (t.m)	4.34	3.35
$\mu$	0.014	0.011
$\alpha$	0.017	0.0138
$\beta$	11.91	11.93
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	10.47	8.07

Nbre de barres	6(T16)	6(T14)
----------------	--------	--------

**VI.4.6. Étude du canal rempli**

Même calcul avec la présence de la pousse de l'eau dans le calcul des moments et le poids de l'eau dans la somme des forces vertical.

**V.4.6.1. Le radier :**

- Calcul des contraintes

Tableau V 6 Contraintes (canal rempli)

	Formule	M=2	M=1
<b>Contrainte due au poids des voiles</b>	$\sigma_v = \frac{1.35 * Pv}{B * 100}$	0.02bar	0.016bar
<b>Contrainte due à la semelle</b>	$\sigma_s = \frac{1.35 * Ps}{B * 100}$	0.05bar	0.05bar
<b>Contrainte due aux poids de l'eau</b>	$\sigma_w = \frac{1.35 * Pw}{B * 100}$	0.64bar	0.4bar

Tableau V 7 Calcul des sections de ferrailage (canal rempli)

	M	B	d	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	As	Nbr
Appui	3.73	100	12	0.182	0.253	10.78	9.95	5(T16)
Travi	7.46	100	12	0.365	0.6	9.12	23.52	5(T25)

**V.4.6.2. Les voiles**

- Calcul du moment à l'encastrement

$$Me = Ft * \frac{l}{3} + Fq * \frac{l}{2} - Fw * \frac{l}{3} \quad (V.6)$$

Tableau V 8 Sections de ferrailage interne

	M=2	M=1
L (m)	3.35	3.53
Me (t.m)	0.483	1.19
$\mu$	0.157	0.39
$\alpha$	0.215	0.66

$\beta$	10.97	8.83
As (cm <sup>2</sup> )	1.27	3.87
Nbre de barres	2(T12)	3(T14)

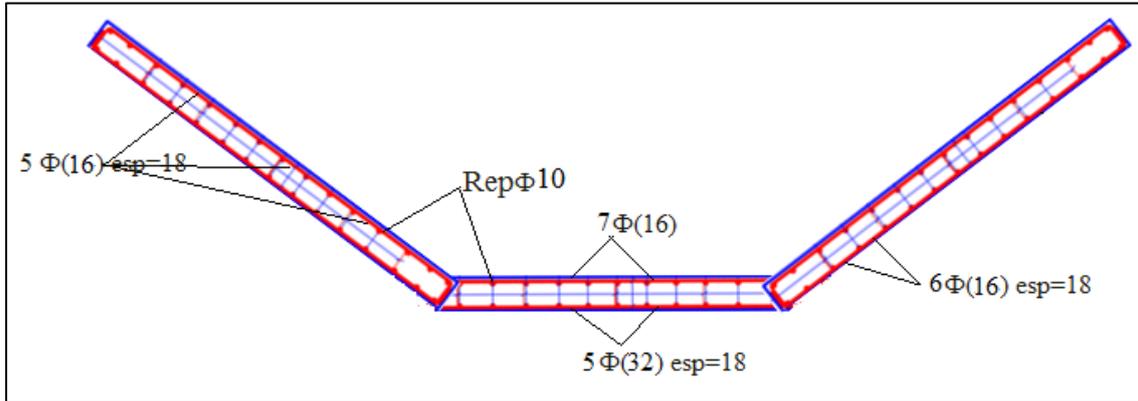


Figure V 4 Schéma de ferrailage m=1

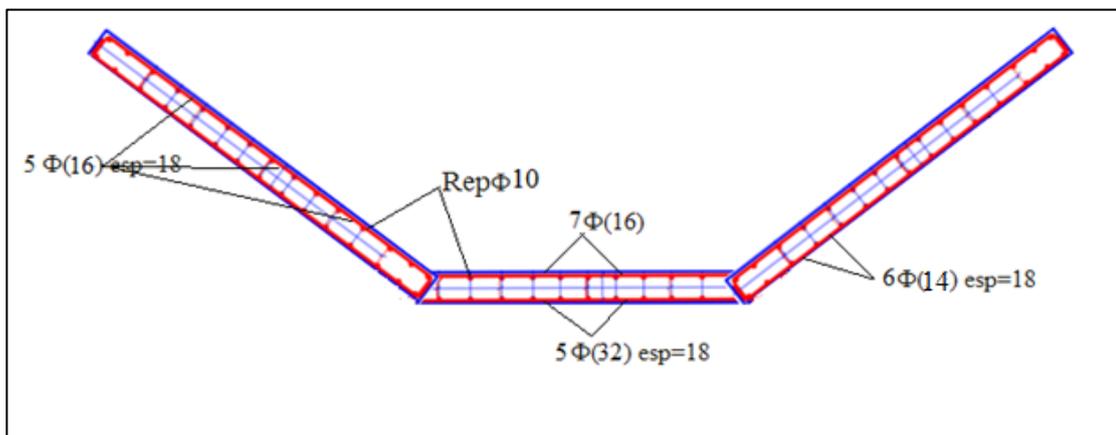


Figure V 5 Schéma de ferrailage m=2

## Conclusion

Dans cette partie, nous avons pu déterminer le ferrailage nécessaire pour le canal en béton armé afin d'avoir un canal stable et résistant.

**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 imposé 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 a qui les travaux sont réalisés c'est le client (promoteur, constructeur ...), son rôle est :

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

#### VI.1.1.2. Maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale c'est un conseiller technique désigné 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 définis. Son rôle est :

- Étudier 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 de l'oueds

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>Terrassement</b>	<b>Déblai</b>	m <sup>3</sup>	85629	250	21.407.250
	<b>Remblai</b>	m <sup>3</sup>	11075	200	2.215.000
<b>Gabion</b>		m <sup>3</sup>	5835	4500	26.257.500
<b>Béton de proprté</b>		m <sup>3</sup>	4905.9	6000	29.435.400
<b>Béton armé</b>		m <sup>3</sup>	7358.8	32000	235.481.148
Montant Totale					314.796.298
TVA 19%					59.811.296,6 2
Total TTC					374.607.595

Le devis du projet est estimé à : trois cents quatorze millions sept cents quatre-vingt seize mille deux cent quatre-vingt dix huit dinars algériens.

### 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.

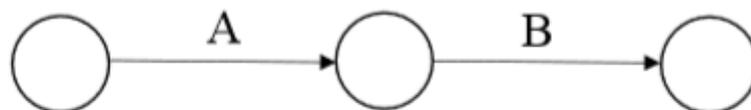
#### VI.3.1.1. Méthodes basées sur le réseau :

##### 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 :

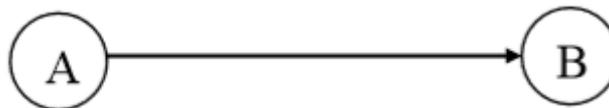
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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'ordonnancement 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	$t_r$
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

$t_r$  : 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 :

$$DFP = DCP + t_r$$

$$DCPP = DFPP - t_r$$

**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 :

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

**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	B	50
Compactage	C	30
Exécution de lit du béton de propreté de l'oued	D	25
Exécution de béton armé	E	40
Execution des gabions	F	45
Déménagement du chantier	G	15

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

**Tableau VI. 1** Succession des taches

Opération	Précède	Durée (Jours)
<b>A</b>	-	15
<b>B</b>	A	50
<b>C</b>	B	30
<b>D</b>	C	25
<b>E</b>	D	40
<b>F</b>	C	45
<b>G</b>	E,F	15

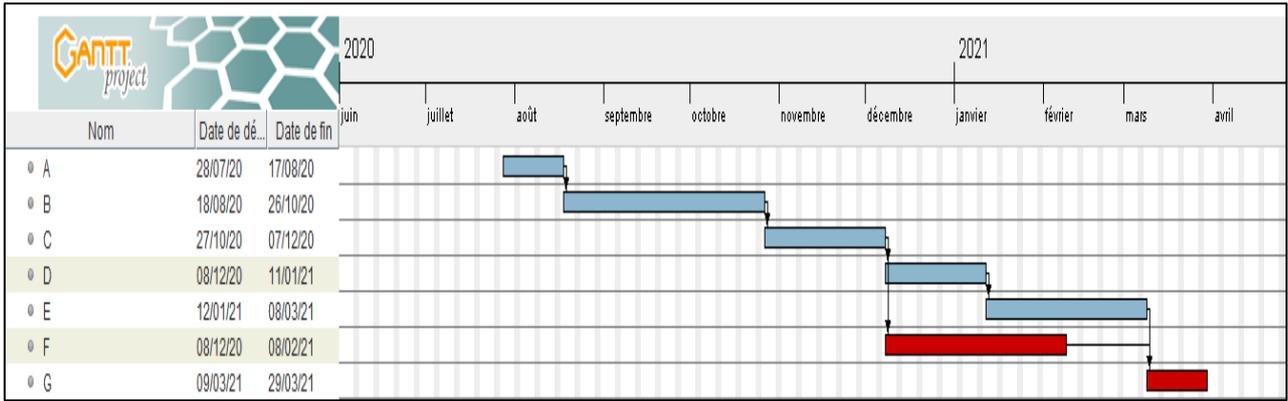


Figure VI 1 Diagramme de Gantt

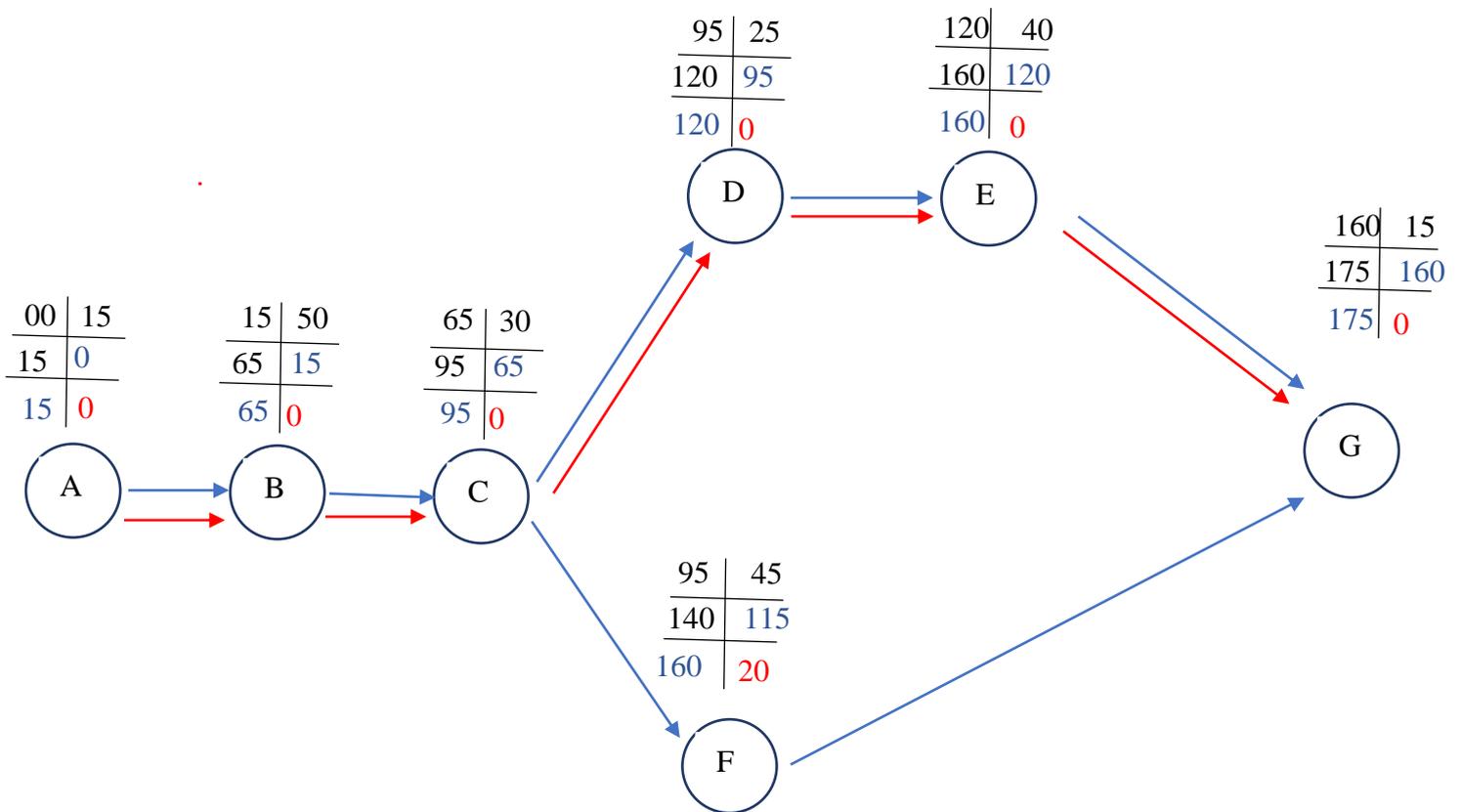


Figure VI 2 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.

## **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 de l'oued Tifrit à 314.796.298 DA pour un délai de réalisation de 6 mois.

## **Conclusion Générale**

À travers cette étude, nous avons pris conscience de la nécessité d'entretenir l'Oued TIFRIT qui traverse la zone de Tahracht, 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 le cour d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crues.

En second lieu, nous avons déterminé les zones susceptibles d'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 mixte, en gabion sur la partie supérieure et un canal trapézoïdal en béton armé sur la partie de l'oued qui traverse la ville.

Le coût de ce projet est estimé à 314.796.298 DA, et comme tout projet celui-ci se doit d'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.

## Annexe

### Annexe1

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

### 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

## Annexe2

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

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
Axe_Oued_Tifrit	56	PF 1	308.00	278.70	281.55	281.55	282.91	0.008643	5.17	59.61	22.00	1.00
Axe_Oued_Tifrit	55	PF 1	308.00	276.10	278.60	279.88	281.70	0.025127	7.80	39.47	17.00	1.64
Axe_Oued_Tifrit	54	PF 1	308.00	272.00	274.51	276.19	279.18	0.040832	9.56	32.20	14.00	2.01
Axe_Oued_Tifrit	53	PF 1	308.00	268.80	271.29	272.88	276.06	0.042204	9.67	31.85	14.00	2.05
Axe_Oued_Tifrit	52	PF 1	308.00	265.80	268.33	269.81	272.93	0.039939	9.49	32.44	14.00	1.99
Axe_Oued_Tifrit	51	PF 1	308.00	263.10	265.72	267.05	269.99	0.035858	9.16	33.62	14.00	1.89
Axe_Oued_Tifrit	50	PF 1	308.00	259.40	261.82	263.41	266.88	0.046106	9.96	30.93	14.00	2.14
Axe_Oued_Tifrit	49	PF 1	308.00	256.50	259.06	260.46	263.55	0.038626	9.39	32.80	14.00	1.96
Axe_Oued_Tifrit	48	PF 1	308.00	253.30	255.80	257.33	260.52	0.041618	9.63	32.00	14.00	2.03
Axe_Oued_Tifrit	47	PF 1	308.00	250.20	252.71	254.35	257.41	0.041325	9.60	32.07	14.00	2.03
Axe_Oued_Tifrit	46	PF 1	308.00	247.40	249.99	251.59	254.37	0.037264	9.28	33.19	14.00	1.92
Axe_Oued_Tifrit	45	PF 1	308.00	244.10	246.59	248.40	251.36	0.042288	9.68	31.83	14.00	2.05
Axe_Oued_Tifrit	44	PF 1	308.00	240.90	243.38	244.94	248.18	0.042567	9.70	31.76	14.00	2.06
Axe_Oued_Tifrit	43	PF 1	308.00	237.50	239.95	241.63	244.89	0.044610	9.85	31.27	14.00	2.10
Axe_Oued_Tifrit	42	PF 1	308.00	234.70	237.29	238.71	241.68	0.037275	9.28	33.19	14.00	1.92
Axe_Oued_Tifrit	41	PF 1	308.00	231.40	233.89	235.43	238.66	0.042281	9.68	31.83	14.00	2.05
Axe_Oued_Tifrit	40	PF 1	308.00	228.40	230.93	232.42	235.53	0.039925	9.49	32.44	14.00	1.99
Axe_Oued_Tifrit	39	PF 1	308.00	225.40	227.93	229.45	232.53	0.040006	9.50	32.42	14.00	1.99
Axe_Oued_Tifrit	38	PF 1	308.00	223.00	225.71	226.94	229.67	0.031887	8.81	34.97	14.00	1.78
Axe_Oued_Tifrit	37	PF 1	308.00	220.40	223.06	224.46	227.18	0.033920	8.99	34.25	14.00	1.84
Axe_Oued_Tifrit	36	PF 1	308.00	217.50	220.08	221.53	224.48	0.037435	9.29	33.14	14.00	1.93
Axe_Oued_Tifrit	35	PF 1	308.00	214.90	217.55	218.97	221.72	0.034550	9.05	34.04	14.00	1.85
Axe_Oued_Tifrit	34	PF 1	308.00	211.30	213.75	215.39	218.70	0.044765	9.86	31.23	14.00	2.11
Axe_Oued_Tifrit	33	PF 1	308.00	208.10	210.58	212.48	215.38	0.042604	9.70	31.75	14.00	2.06
Axe_Oued_Tifrit	32	PF 1	308.00	205.00	207.51	209.18	212.21	0.041293	9.60	32.08	14.00	2.03
Axe_Oued_Tifrit	31	PF 1	308.00	203.40	205.80	207.28	210.93	0.008790	10.03	30.71	17.60	2.42
Axe_Oued_Tifrit	30	PF 1	308.00	200.80	202.94	204.73	209.93	0.013536	11.71	26.30	16.57	2.97
Axe_Oued_Tifrit	29.1		Bridge									
Axe_Oued_Tifrit	29	PF 1	308.00	198.30	200.49	202.12	207.10	0.012530	11.39	27.04	16.74	2.86
Axe_Oued_Tifrit	28	PF 1	308.00	196.60	198.71	200.50	206.02	0.014429	11.98	25.71	16.42	3.06
Axe_Oued_Tifrit	27	PF 1	308.00	193.00	194.90	196.83	204.50	0.021105	13.72	22.45	15.61	3.65
Axe_Oued_Tifrit	26	PF 1	308.00	191.60	193.52	195.33	202.87	0.020347	13.54	22.75	15.68	3.59
Axe_Oued_Tifrit	25	PF 1	308.00	188.60	190.42	192.34	201.07	0.024436	14.45	21.31	15.31	3.91
Axe_Oued_Tifrit	24	PF 1	308.00	186.10	187.89	189.93	199.11	0.026310	14.83	20.76	15.17	4.05
Axe_Oued_Tifrit	23	PF 1	308.00	182.50	184.21	186.27	196.83	0.031060	15.73	19.58	14.85	4.38
Axe_Oued_Tifrit	22	PF 1	308.00	180.40	182.13	184.16	194.45	0.030037	15.55	19.81	14.92	4.31

Axe_Oued_Tifrit	21	PF 1	308.00	177.60	179.30	181.36	192.09	0.031656	15.84	19.45	14.82	4.41
Axe_Oued_Tifrit	20	PF 1	308.00	175.90	177.65	179.77	189.58	0.028684	15.30	20.14	15.00	4.22
Axe_Oued_Tifrit	19	PF 1	308.00	173.40	175.13	177.36	187.36	0.029702	15.48	19.89	14.94	4.29
Axe_Oued_Tifrit	18	PF 1	308.00	172.20	174.08	176.10	184.97	0.023829	14.61	21.08	14.39	3.86
Axe_Oued_Tifrit	17	PF 1	308.00	170.30	172.11	174.18	183.11	0.025583	14.69	20.97	15.22	4.00
Axe_Oued_Tifrit	16	PF 1	308.00	166.50	168.21	170.44	180.83	0.031071	15.73	19.58	14.85	4.38
Axe_Oued_Tifrit	15	PF 1	308.00	165.50	167.31	169.44	178.22	0.025299	14.63	21.05	15.25	3.98
Axe_Oued_Tifrit	14.9		Bridge									
Axe_Oued_Tifrit	14	PF 1	308.00	162.60	164.48	166.32	174.40	0.022108	13.95	22.08	15.51	3.73
Axe_Oued_Tifrit	13	PF 1	308.00	160.50	162.35	164.46	172.65	0.023328	14.22	21.67	15.41	3.83
Axe_Oued_Tifrit	12	PF 1	308.00	159.30	161.20	163.23	170.78	0.021029	13.70	22.48	15.62	3.65
Axe_Oued_Tifrit	11.5		Bridge									
Axe_Oued_Tifrit	11	PF 1	308.00	157.50	159.55	161.41	167.45	0.016071	12.45	24.74	16.18	3.22
Axe_Oued_Tifrit	10.7		Bridge									
Axe_Oued_Tifrit	10	PF 1	308.00	155.90	158.10	159.82	164.62	0.012292	11.31	27.23	16.79	2.84
Axe_Oued_Tifrit	9	PF 1	308.00	154.20	156.34	158.02	163.57	0.013943	11.91	25.86	16.17	3.01
Axe_Oued_Tifrit	8	PF 1	308.00	152.30	154.33	156.20	162.36	0.016416	12.54	24.55	16.14	3.25
Axe_Oued_Tifrit	7	PF 1	308.00	151.00	153.03	154.91	161.12	0.016541	12.59	24.46	16.15	3.26
Axe_Oued_Tifrit	6	PF 1	308.00	150.50	152.64	154.31	159.68	0.013674	11.75	26.21	16.54	2.98
Axe_Oued_Tifrit	5	PF 1	308.00	149.50	151.64	153.30	158.64	0.013573	11.72	26.28	16.56	2.97
Axe_Oued_Tifrit	4	PF 1	308.00	147.10	149.12	151.00	157.30	0.020057	12.67	24.32	17.05	3.33
Axe_Oued_Tifrit	3	PF 1	308.00	146.30	148.40	150.20	155.78	0.014619	12.04	25.59	16.39	3.08
Axe_Oued_Tifrit	2	PF 1	308.00	140.30	142.37	144.70	154.02	0.022400	15.11	20.38	11.68	3.65
Axe_Oued_Tifrit	1	PF 1	308.00	138.00	140.05	142.04	152.23	0.023758	15.46	19.92	11.46	3.74
Axe_Oued_Tifrit	0	PF 1	308.00	137.70	139.91	141.91	150.06	0.018291	14.11	21.83	11.74	3.30