



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT**

**THEME :**

**ETUDE AMENAGEMENT OUED MERZOUG  
(PARTIE SUD ) ET TRANSFERT DES REJET (W.TIPAZA)**

**Présenté par :**

**MAHMOUD SOUMIA ISMAHANE**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Président
Bouziane Omar	M.A.A	Examineur
SAIMI Ahmed	M.C.B	Examineur
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Promoteur

**Session Septembre 2021**

# | Remerciements

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.*

*Mes sincères remerciements à mon encadreur Mr. Abdelmadjid BOUFEKANE pour ses conseils et commentaires précieux, qui m'ont permis, de surmonter mes difficultés et de progresser pour l'élaboration et de cette étude, qu'il trouve ici l'expression de notre reconnaissance.*

*Mes plus vifs remerciements également au corps enseignant de l'école nationale supérieure d'hydraulique ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation, et à l'administration du département hydraulique urbaine.*

*Mes vifs remerciements aussi pour tous les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail aussi modeste soit-t-il.*

*Veillez messieurs acceptez mes sincères remerciements*

*Sans oublier mes amis Khadidja Ezzouaoui, Lynda Merah, Seif El Islam Azari, Belkacem Aiche, Kheira et Soulaf pour leurs services et encouragements.*

*Et à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin tout au long de mon travail.*

MAHMOUD SOUMIA ISMAHANE

# | Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers ma famille pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.*

*spécialement*

*A mes parents qui ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance mon père et surtout ma mère qui m'a donné la vie et qui a tellement sacrifié pour que je ne manque de rien.*

*Je le dédie également à :*

*Mon chère frère Djafar et ma chère sœur Sabrina leur présence à mes côtés est la source de ma force.*

*A mes petites sœurs Djanet et Chaherazed .*

*A Mes amis, qui m'ont soutenue et qui ont été toujours présents Nesrine, Tarak ,Rihana,Maroua.*

*A tous mes camarades de l'ENSH.*

*ISMAHANE*

## ملخص :

منطقة وادي مرزوق تقع في ولاية تيبازة ، وادي مرزوق هو المجرى المائي الرئيسي الذي يعبر منطقة الدراسة. هذا المجرى المائي هو أصل الفيضانات الناجمة عن هطول الأمطار الغزيرة ويمكن اعتباره بيئة طبيعية ملوثة بسبب التصريف لمياه الصرف الصحي على ضفاف الوادي التي تأتي من البلدات المجاورة. يهدف عملنا إلى إجراء دراسة للحماية من السيول والفيضانات على مستوى ضفاف الوادي خاصة بالنسبة للتجمعات المجاورة واقتراح نظام حماية ونظام صرف صحي جديد في جميع أنحاء منطقة الدراسة، من أجل القضاء على تصريف المياه العادمة التي يتم تصريفها على مستوى منطقة الدراسة. تركز دراستنا على أربعة أجزاء ، يتكون الجزء الأول من دراسة هيدرولوجية لتقييم جيد لتدفقات الفيضانات خلال فترة العودة. ثانيًا ، وضع خطة لنظام صرف صحي جديد. ثالثًا باستخدام برنامج HECRAS سنقوم بعمل نمذجة هيدروليكية للموقع. الجزء الرابع يتضمن نمذجة العمل ، واقتراح واختبار فعالية الهياكل الجديدة

## Résumé :

La localité oued merzoug située dans la wilaya de Tipasa , oued merzoug c'est le principal cours d'eau qui traverse la zone d'étude Ce cours d'eau est l'origine d'inondations engendrées par des précipitations intenses et on peut le considéré comme un milieu naturel pollué a cause des déférentes rejets d'eaux usées sur les berges de l'oued viennent par les localités avoisinantes .

Notre travail a pour objet de faire une étude de protection contre les inondations et les débordements au niveau des berges de l'oued surtout pour les localités avoisinantes et proposer un système de protection et proposer aussi un nouveau système d'assainissement dans toute la zone d'étude, afin d'éliminer les rejets des eaux usées qui sont déversés au niveau de l'oued .

Notre étude va porter essentiellement sur quatre parties, le premier consiste a une étude hydrologique pour une bonne évaluation des débits de crues de défèrent période de retour. Deuxièmement le nouveau système d'assainissement, troisièmement à l'aide de logiciel HEC RAS on va faire une modélisation hydraulique d'état actuelle se site et en quatrièmes partie scénario consiste à modéliser les ouvrage proposer et testes l'efficacités de nouveau système.

## Abstract :

The locality of Oued Merzoug in Tipasa is the main watercourse that crosses the study area. This watercourse is the origin of floods generated by intense rainfall and can be considered as a natural polluted environment because of the different wastewater discharges on the banks of the wadi coming from neighbouring localities. Our work aims to make a study of protection against floods and overflows at the level of the banks of the wadi especially for the neighbouring localities and to propose a system of protection and cleansing in all the zone of study, in order to eliminate the wastewater discharges which are poured at the level of the wadi. The study will focus on four parts: the first is a hydrological study for a proper assessment of flood flows of different return periods. Secondly, the new sewerage system, and thirdly, using the software HEC RAS we will make a hydraulic modelling of the current state of the site and in the fourth part scenario is to model the proposed work and test the effectiveness of new system.

# Table des matières

Résumé

Liste des figures

Liste des Tableaux

Table des matières

<b>I. CHAPITRE I GENERALITE</b> .....	<b>2</b>
<b>I.1 Introduction</b> :.....	<b>3</b>
<b>I.2 Les inondations</b> :.....	<b>3</b>
I.2.1 Définitions :.....	3
<b>I.3 Mécanisme des inondations</b> : .....	<b>3</b>
<b>I.4 Eléments De Base En Hydrologie</b> :.....	<b>3</b>
I.4.1 Le bassin versant :.....	3
I.4.2 Le lit majeur et le lit mineur :.....	4
<b>I.5 Connaissance De L'aléa "Inondation"</b> : .....	<b>5</b>
I.5.1 L'aléa :.....	5
I.5.2 Les situations d'alea : .....	5
<b>I.6 Les différents Types d'inondations</b> :.....	<b>5</b>
<b>I.7 Les Inondations en Algérie</b> :.....	<b>6</b>
<b>I.8 Les Inondation Dans Le Monde</b> :.....	<b>7</b>
<b>I.9 Effets des inondations sur la santé humaine</b> :.....	<b>7</b>
<b>I.10 Conclusion</b> : .....	<b>9</b>
<b>II. CHAPITER IIPRESENTATION ZONE D'ETUDE</b> .....	<b>10</b>
<b>II.1 Introduction</b> :.....	<b>11</b>
<b>II.2 Données naturelles de site</b> : .....	<b>11</b>
II.2.1 Situation géographique :.....	11
II.2.2 Topographie et relief :.....	14
<b>II.3 Situation géologique</b> :.....	<b>14</b>
<b>II.4 Situation séismique</b> : .....	<b>15</b>
<b>II.5 Situation clim atique</b> : .....	<b>15</b>
II.5.1 Humidité :.....	15
II.5.2 Température :.....	15
II.5.3 Le vent :.....	16
II.5.4 Evaporation :.....	16
<b>II.6 Réseau hydrographique</b> : .....	<b>16</b>
<b>II.7 Pluviométrie</b> : .....	<b>17</b>
<b>II.8 Série pluviométrique de la station de Hadjout</b> :.....	<b>18</b>
<b>II.9 Conclusion</b> : .....	<b>19</b>
<b>III. CHAPITRE III CALCUL HYDROLOGIQUE</b> .....	<b>20</b>
<b>III.1 Introduction</b> :.....	<b>21</b>
<b>III.2 Caractéristiques du bassin versant</b> : .....	<b>21</b>
III.2.1 Définition du bassin versant :.....	21
III.2.2 Paramètres morpho métriques du bassin versant : .....	21
III.2.3 Caractéristiques du bassin versant : .....	21
III.2.4 Caractéristiques de forme :.....	23
III.2.5 le relief :.....	24
<b>III.3 Analyse des données pluviométriques</b> : .....	<b>35</b>
III.3.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle :.....	35

III.3.1.2 Etude des précipitations maximales journalières :	36
<b>III.3.3 Paramètres statistiques de la série :</b>	<b>36</b>
<b>III.3.4 Ajustement statistique :</b>	<b>36</b>
III.3.5 Pluies de courte durée :	41
<b>III.4 Etude Des Apports :</b>	<b>45</b>
III.4 .1 Apports Liquides :	45
III.4.1.2 Caractéristiques de l'écoulement	46
<b>III.4.2 Evaluation des apports solides :</b>	<b>48</b>
<b>III.5 Etude de crues :</b>	<b>48</b>
<b>III.5.1 Application sur les bassins versants :</b>	<b>50</b>
➤ Formule de Mallet – Gauthier :	50
➤ Formule de Sokolovsky :	50
<b>Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :</b>	<b>50</b>
<b>III.5.2 Hydrogrammes des crues :</b>	<b>52</b>
<b>III.6 Conclusion :</b>	<b>54</b>

#### **IV. CHAPITRE IV DIAGNOSTIC DES ETATS DES LIEU ..... 55**

<b>IV.1 Introduction :</b>	<b>56</b>
<b>IV.2 Représentation des sites d'intervention :</b>	<b>56</b>
<b>IV.3 Synthèse et diagnostic :</b>	<b>57</b>
<b>IV.4 Résultats :</b>	<b>58</b>

#### **V. CHAPITRE V CALCUL HYDRAULIQUE..... 59**

<b>V.1 Introduction :</b>	<b>60</b>
<b>V.2 Évolution de la population et estimation des débits :</b>	<b>60</b>
<b>V.3 Origine et nature des eaux à évacuer :</b>	<b>61</b>
<b>V.4 Estimation des débits des eaux usées :</b>	<b>61</b>
V.4.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :	61
V.4.2 Débit moyen journalier :	61
V.4.3 Débit de pointe :	62
<b>V.5 Evaluation des débits d'eaux pluviales :</b>	<b>62</b>
V.5.1 Méthode rationnelle :	62
V.5.1.1 Les Hypothèses De La Méthode Rationnelle :	63
V.5.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :	63
V.5.1.1 Temps de concentration :	63
V.5.2 Méthode superficielle :	64
V.5.2.1 Validité de la méthode superficielle :	66
<b>V.5.3 Choix de la méthode de calcul :</b>	<b>66</b>
V.5.3.1 Intensité moyenne maximale :	66
V.5.3.2 Evaluation du débit cumulé de chaque tronçon :	67
<b>V.6- Généralités Sur Les Ecoulements :</b>	<b>68</b>
V.6-1 Les écoulements :	68
A)-Ecoulement à surface libre :	68
<b>B)- Ecoulement permanent :</b>	<b>68</b>
<b>C)-Ecoulement non permanent :</b>	<b>68</b>
<b>D)-Ecoulement uniforme :</b>	<b>68</b>
<b>E)- Ecoulement non uniforme :</b>	<b>68</b>
V.6.2 Régime D'écoulement :	68
V.6.3 Simulation de l'écoulement sur HEC-RAS :	70
V.6.3 .1 Présentation de logiciel HEC-RAS :	70
V.6.3.2 Méthode de calcul en régime permanent de HEC-RAS :	70
V.6.3.2 Construction du modèle :	71
V.6.3.3 Modélisation de l'état actuel :	72
<b>V.7 Délimitation des zones inondables :</b>	<b>76</b>
<b>V.8 Conclusion :</b>	<b>79</b>

<b>VI. CHAPITRE VI DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION.....</b>	<b>80</b>
VI.1 Introduction :.....	81
VI.2 Principes d'aménagements :.....	81
VI.2.1 Augmentation de la capacité du cours d'eau :.....	81
VI.2.2 Description des variantes : .....	82
VI.3 Choix de la variante :.....	82
VI.4 Dimensionnement réseau et ouvrages de protection :.....	83
VI.4.1 Dimensionnement réseau d'assainissement :.....	83
VI.4.2 Mode de dimensionnement des canalisations : .....	83
A)- Base de calcul :.....	83
➤ Formule de MANNING-STRICKLER : .....	84
➤ Formule de BAZIN : .....	85
VI.4.3 Les abaques de Bazin : .....	85
VI.5 Conditions d'autocurage : .....	86
VI.6 Normes d'écoulement et d'implantation : .....	86
VI.7 Conclusion : .....	87
2 - parties aménagement oued :.....	87
VI.8 Etude des aménagements : .....	88
VI.8.1 Calcul d'un canal en gabion :.....	88
VI.8.2 Caractéristique géométrique de la section gabionnée : .....	88
VI.8.3 L'Avantage de réalisation d'un dalot : .....	89
VI.8.4 Résultats de la simulation : .....	90
VI .8.5 Vérification des vitesses admissibles :.....	95
<b>VII. CHAPITRE VII ORGANISATION DES CHANTIERS .....</b>	<b>96</b>
VII .1 introduction : .....	97
VII .2. Installations du chantier :.....	97
VII .2.1. Installations destinées au personnel : .....	97
VII .2.4. La préfabrication : .....	97
VII .2.5.Succession des opérations du chantier :.....	97
VII .2.6. Technologie des principaux travaux :.....	98
VII .2.7.Calcul des volumes des travaux :.....	99
VII .3.Planification : .....	100
VII .3 .1. Définition : .....	100
VII .3.2. Techniques de la planification : .....	100
VII .3.2.2. Méthodes basées sur le graphique : .....	101
VII .4. Les étapes de la planification : .....	101
VII .5.Choix de la méthode de calcul :.....	102
VII .5. 1. Les paramètres de la méthode C.P.M : .....	102
VII .5 .2. Chemin critique (C.C) :.....	102
VII .6 . Elaboration du réseau selon la méthode CPM : .....	103
VII .7. Conclusion : .....	106
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :.....</b>	<b>109</b>
<b>ANNEXE.....</b>	<b>110</b>

## Chapitre I

Tableau I. 1 : Effets Des Inondations.....	8
--	---

## Chapitre II

Tableau II. 1: Coefficient d'accélération sismque .....	15
Tableau II. 2: la variation de l'humidité de la zone d'étude .....	15
Tableau II. 3: Température.....	16
Tableau II. 4: Le vent .....	16
Tableau II. 5: Evaporation .....	16
Tableau II. 6: caractéristique de la station pluviométrique .....	17
Tableau II. 7 : Série pluviométrique .....	19

## Chapitre III

Tableau III. 1 : Paramètres morpho métrique du bassin versant oued marzoug .....	23
Tableau III. 2: caractéristique morphométrique du bassin versant oued marzoug .....	24
Tableau III. 3 : Distribution de la superficie du bassin versant en fonction de l'altitude .....	25
Tableau III. 4 : Distribution de la superficie du bassin en fonction des l'altitudes .....	28
Tableau III. 5 : les l'altitudes caractéristiques .....	28
Tableau III. 6 : Indice de pente de Roche .....	31
Tableau III. 7 : temps de concentration $T_c$ .....	34
Tableau III. 8 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques de zone d'étude .	35
Tableau III. 9 : Caractéristiques de la station pluviométrique .....	36
Tableau III. 10 : caractéristiques de la série.....	36
Tableau III. 11 : Calcul des quantiles de l'ajustement à la loi gumbel .....	38
Tableau III. 12 : Calcul des quantiles de l'ajustement à la loi Log –normal .....	39
Tableau III. 13 : Résultat de Test du Khi deux a Loi Gumbel .....	40
Tableau III. 14 : Résultat de Test du Khi deux a Loi Log normale.....	40
Tableau III. 15 : Pluies et intensité de courte durée .....	43
Tableau III. 16 : Apports mayen interannuels selon les différentes méthodes .....	46
Tableau III. 17 : Les caractéristiques de l'écoulement .....	48
Tableau III. 18: Les apports solides .....	48
Tableau III. 19 : Valeur de coefficient de ruissellement c .....	51
Tableau III. 20 : Les débits de crues des bassins versants.....	52
Tableau III. 21 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour .....	53

## Chapitre V

Tableau V. 1 :Estimation de la population actuelle de oued merzoug –ville tipaza (pop 2018) .....	60
Tableau V. 2 : Estimation de la population a l'horizon d'étude .....	61
Tableau V. 3 : Détermination des débits d'eaux usées de pointe pour chaque sous bassin ...	62
Tableau V. 4: Débits totaux pluviales évacuées .....	67
Tableau V. 5 : Caractéristique des cours d'eau .....	72

## Chapitre VI

Tableau VI. 1 : Géométrie Section Gabion .....	88
Tableau VI. 2 : Aménagement Gabion 1 .....	88

## Listes Des Tableaux

Tableau VI. 3 : Aménagement Gabion 2 .....	89
Tableau VI. 4 : Aménagement Dalot .....	89
Tableau VI. 5 :Ouvrage jonction .....	89
Tableau VI. 6 :Ouvrage élargissement .....	90

## Chapitre VII

Tableau VII. 1 : Devis estimatif.....	99
Tableau VII. 2 : les durées de différentes opérations .....	103

# Liste Des Figures

## Chapitre I

Figure I. 1 : Délimitation du bassin versant.....	4
Figure I. 2 : lit mineur .....	4
Figure I. 3 : lit majeur .....	4

## Chapitre II

Figure II. 1: Situation de la zone d'étude .....	12
Figure II. 2: situation d'Oued Merzoug .....	13
Figure II. 3: carte géologique de la zone d'etude (ANRH) .....	14
Figure II. 4: Carte de réseau hydrographique en Algérie.....	17

## Chapitre III

Figure III. 1: Bassin Versant De oued Merzoug .....	22
Figure III. 2 : Hypsométrie Oued Merzoug.....	26
Figure III. 3 : Courbe hypsométrique de bassin .....	27
Figure III. 4 : Courbes De Niveau De Bassin .....	29
Figure III. 5 : Carte Réseau Hydrographique .....	32
Figure III. 6 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi gumbel.....	37
Figure III. 7 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi log-normal.....	39
Figure III. 8 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Log- normal et Gumbel .....	41
Figure III. 9 : intensité de courte durée.....	44
Figure III. 10 : courbes Pluies courte durée.....	44
Figure III. 11 : Hydrogrammes des crues de bassin versant.....	54

## Chapitre IV

Figure IV. 2: Localité Guarari.....	57
-------------------------------------	----

## Chapitre V

Figure V. 1 : Les régimes d'écoulement .....	69
Figure V. 2 : Représentation des termes de l'équation d'énergie .....	71
Figure V. 3 : profile en long avant aménagement.....	72
Figure V. 4 : Section En Travers St669.....	73
Figure V. 5 : Section En Travers St620.....	73
Figure V. 6 : Section En Travers St 535.....	74
Figure V. 7 :Section En Travers St 430.....	74
Figure V. 8 : Section En Travers St 320.....	75
Figure V. 9 : Section En Travers St 210.....	75
Figure V. 10 :Section En Travers St 20.....	76
Figure V. 11 : carte des zones inondables de débit de crue centennal .....	77
Figure V. 12 vulnérabilité au risque d'inondation sur plan urbain .....	78

## Chapitre VI

Figure VI. 1 : Coupe Transversale Section Gabion .....	88
Figure VI. 2 : Profil En Long Apres Aménagement Pour Les Trois Crues.....	90
Figure VI. 3 : Profil En Long Apres Aménagement Pour Q=100ans .....	90
Figure VI. 4 : Section en travers canal en Gabion ST 669.....	91
Figure VI. 5 : Section en travers canal en Gabion ST 620.....	91

## Liste Des Figures

Figure VI. 6 : Section en travers canal en Gabion ST 587.....	92
Figure VI. 7 : Section en travers canal en Gabion ST 579.....	92
Figure VI. 8 : Section en travers DALOT ST 490.....	93
Figure VI. 9 : Section en travers DALOT ST 390.....	93
Figure VI. 10 : Section en travers DALOT ST 220.....	94
Figure VI. 11 : Section en travers DALOT ST 130.....	94
Figure VI. 12 : Section en travers DALOT ST10.....	95

## Chapitre VII

Figure VII. 1 : Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.....	104
Figure VII. 2 :Diagramme de GANTT.....	105

# Liste Des Planches

Planche n°1 : Plan de masse de la zone oued merzoug

Planche n°2 : Plan d'aménagement projetés sur Oued merzoug

Planche n°3 : Profil en long de oued merzoug

Planche n°4 : Profil en travers oued merzoug

Planche n°5 : Profil en long de réseau projeté

Planche n°6 : Plan de réseau projeté

## INTRODUCTION GENERALE

Les inondations ce sont l'un des parmi les catastrophes naturelles les plus dangereuses et le plus dévastant à l'échelle globale qui provoquent des dégâts catastrophique sur les biens et les personnes et qui empêchent le coté sociale et économique .

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations Spécialement les derniers décennies qui ont touché la plupart des villes et des wilayas Leurs impacts sont de plus en plus ressentis à cause de la conjugaison de plusieurs facteurs (changement climatique , météorologiques, la croissance démographique ,hydrologique)

Pour notre travail, nous avons pris la zone de oued merzoug et ses environs ( W .Tipaza) qui L'objectif de notre travail est d'étudier et d'éliminer en premier lieu tous les rejets des eaux usées qui sont déversés dans l'oued et a la fin a la mer et en deuxième lieux est d'étudier l'inondation dans la zone d'étude et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les données de bases et l'étude hydrologique qu'on doit faire.

## I. CHAPITRE I GENERALITE

## I.1 Introduction :

Les inondations sont certainement parmi les catastrophes naturelles les plus dévastatrices, qui provoquent non seulement des pertes en vie humaines, mais aussi des dégâts matériels considérables.

## I.2 Les inondations :

### I.2.1 Définitions :

Une inondation est un débordement d'un cours d'eau, le plus souvent en crue, qui submerge les terrains voisins.. Au sens large les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages.

Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de construction, d'équipements et d'activités. les inondations par rupture d'ouvrages de protection

Une crue se définit par différentes critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe ainsi que son volume.

## I.3 Mécanisme des inondations :

Les facteurs influençant sur les inondations :

### ➤ Les facteurs physiques :

- ✓ Le relief.
- ✓ La taille du bassin versant.
- ✓ L'état des sols.
- ✓ Le régime des pluies.

### ➤ Les facteurs aggravants du risque d'inondation :

- ✓ Le manque d'entretien des cours d'eau.
- ✓ L'aménagement du territoire.
- ✓ L'usage et l'occupation des sols.

## I.4 Eléments De Base En Hydrologie :

### I.4.1 Le bassin versant :

Un bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol.



Figure I. 1 : Délimitation du bassin versant

### I.4.2 Le lit majeur et le lit mineur :

#### A)-le lit mineur :

Espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et de bancs de sables et/ou galets, recouverts par les eaux coulant à pleins bords avant débordement.

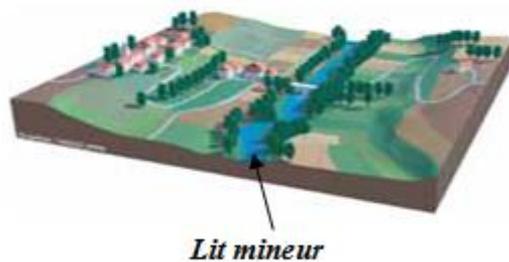


Figure I. 2 : lit mineur

#### B)-Lit majeur :

Espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue historique répertoriée c'est l'espace occupé par les eaux débordantes.

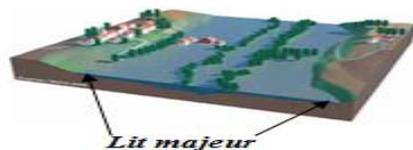


Figure I. 3 : lit majeur

## I.5 Connaissance De L'aléa "Inondation" :

### I.5.1 L'aléa :

Interpelle deux disciplines principales ; l'hydrologie et l'hydraulique. Les principaux paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa sont :

- ✓ La période de retour des crues.
- ✓ La hauteur et la durée de submersion.
- ✓ La vitesse d'écoulement.
- ✓ La torrentialité du cours d'eau.

### I.5.2 Les situations d'alea :

L'aléa inondation est caractérisé par trois paramètres : hauteur, durée et vitesse.

**A)-La hauteur d'eau :** L'importance de ce paramètre dans le processus de dégradation des performances des matériaux et des ouvrages.

**B)-La vitesse du courant :** Il peut induire la destruction de certains ouvrages du fait de l'action dynamique de l'écoulement.

**C)-La durée d'immersion :** Est à retenir pour dimensionner les dispositifs destinés à empêcher l'eau pénétrer dans les bâtiments.

**D)-la période de retour des crues :** La torrentialité du cours d'eau.

## I.6 Les différents Types d'inondations :

On distingue plusieurs types d'inondations selon la nature de la crue qui les occasionne :

### A)-Par débordement direct :

Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur. Les sites en bordure de cours d'eau sont le plus souvent inondés par un débordement direct. En fait, une rivière à deux lits : le lit mineur où les eaux s'écoulent en temps ordinaire et le lit majeur incluant les zones basses situées de part et d'autre du cours d'eau. Après des pluies fortes ou persistantes, les rivières peuvent déborder et s'écouler à la fois en lit mineur et en lit majeur.

### B)-Par débordement indirect :

Les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement, ...

### C)-Par stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement :

Liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau de drainage lors de pluies anormales. Ces inondations peuvent se produire en zone urbanisée, en dehors du lit des cours d'eau proprement dit, lorsque l'imperméabilisation des sols et la conception de l'urbanisation et des réseaux d'assainissement font obstacle à l'écoulement normal des pluies intenses (orages, en particulier de type cévenol).

### D)-Inondation par remontées de nappe :

Lors des inondations survenues dans la vallée somme et des affluents, de vastes zones du plateau ont été soumises à des phénomènes de remontées de la nappe phréatique. Ces crues sont très lentes qui se développent sur plus de deux mois.

L'événement pluviométrique déclenchant s'analyse sur une longue période à partir d'une date conventionnelle de début de recharge des nappes jusqu'à l'apparition des désordres. Ces phénomènes étaient presque totalement méconnus (ou oubliés) jusqu'aux événements de la somme.

### E)-Inondation par rupture d'une protection :

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

## I.7 Les Inondations en Algérie :

- ✓ 05 juillet 1987 : Les pluies orageuses et très violentes tombées à Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes .
- ✓ 01 septembre 1989 : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds ElArab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- ✓ 03 juin 1991 : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- ✓ 26 et 27 janvier 1992 : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.
- ✓ Le 20 octobre 1993 (ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à Qued Rhiou.
- ✓ Mois d'octobre 1994, des inondations ont été signalé dans plusieurs régions du pays, bilan 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.
- ✓ Le 22 octobre 2000 : des inondations à l'ouest algérien, plus de 24 décès.
- ✓ Les 10 et 11 novembre 2001 : à Bab El Oued (Alger), les pluies diluviennes ont fait 733 victimes, 30 000 personnes sans abris et d'importants dégâts matériels.
- ✓ Le 1<sup>er</sup> octobre 2008 : des pluies diluviennes s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, faisant dangereusement monter les cours d'eau. Au moins 33 personnes sont mortes, quatre-vingt-quatre personnes ont été blessées et près de 600 maisons détruites dans des inondations très importantes.
- ✓ Le 09 octobre 2008 : dans la wilaya d'Aïn Defla, les intempéries ont causé six décès et huit autres blessées parmi la population, suite à une inondation qui a surpris la région.

- ✓ 22 septembre 2018 : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues pendant une heure, sur la ville de Constantine ont pu provoquer l'inondation de la ville ou 11 personnes ont été blessés et deux personnes ont été trouvées mortes.
- ✓ 26 janvier 2019 : Les intempéries qu'a connues la wilaya d'Annaba ont causé la mort de trois personnes.

### **I.8 Les Inondation Dans Le Monde :**

- ✓ Belgique (2002) : 600 personnes touchées.
- ✓ Bangladesh (août 2017) : 3.48 million personnes touchées.
- ✓ Vietnam (octobre 2017) : 180 personnes touchées et 60 familles évacuées.
- ✓ Egypte (avril 2018) : 460000 personnes sont touchées

### **I.9 Effets des inondations sur la santé humaine :**

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

- ✓ Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- ✓ Effets se développant dans les jours voire les premières semaines suivant l'inondation ;
- ✓ Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durer des mois voire des années.

<i>Effets directs</i>	
<i>Causes</i>	<i>Conséquences pour la santé</i>
Rapidité d'écoulement des eaux, caractéristiques topographiques, absence d'alerte préalable, hauteur atteinte par des eaux, glissements de terrain, comportements à risque, eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade, blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt Cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infections ORL, maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
<i>Effets indirects</i>	
<i>Causes</i>	<i>Conséquences pour la santé</i>
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts, approvisionnement insuffisant en eau potable, approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéro-pathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardias, campylobactériose), dermatites, conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments, gêne pour les secours d'urgence
Domages causés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, inondations de sites abritant des déchets toxiques, produits chimiques et des réservoirs contenant du pétrole.	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes, expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs
Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution, blessures, lacérations, perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire

Tableau I. 1 : Effets Des Inondations

**I.10 Conclusion :**

L'étude de protection contre les inondations et impacts des ouvrages de protection sur l'environnement, réalisée par les directions d'hydrauliques des wilaya a pour ambition d'avoir une vision synthétique et complète à l'échelle du territoire national, de l'ensemble des risques réels et potentiels d'inondations, en vue de dégager et de planifier les différentes mesures qui permettront d'y faire face.

## **II. CHAPITRE II PRÉSENTATION ZONE D'étude**

## II.1 Introduction :

La présentation de zone d'étude est très important Avant tout projet d'aménagement d'un oued, pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant sur la conception du projet, qui peuvent se répartir en quatre (04) classes:

1. Les données naturelles du site ;
2. Les données relatives à l'agglomération ;
3. Les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
4. Les données propres des oueds.

## II.2 Données naturelles de site :

### II.2.1 Situation géographique :

La wilaya de Tipasa est située sur la côte au Nord du tell central, au pied du Mont Chenoua, à l'extrémité des collines du Sahel.

Le territoire de la wilaya de Tipasa est limité géographiquement par :

- **Au Nord** : la Mer Méditerranée
- **À l'Ouest** : La wilaya de Chlef
- **Au Sud-ouest** : La wilaya de Ain-Defla
- **Au Sud Est** : La wilaya de Blida
- **À l'Est** : La wilaya d'Alger.

Géographiquement elle se situe au niveau des coordonnées suivantes :

-Longitudes **36° 35' 31"** Nord.

-Latitudes **2° 26' 58"** Est.

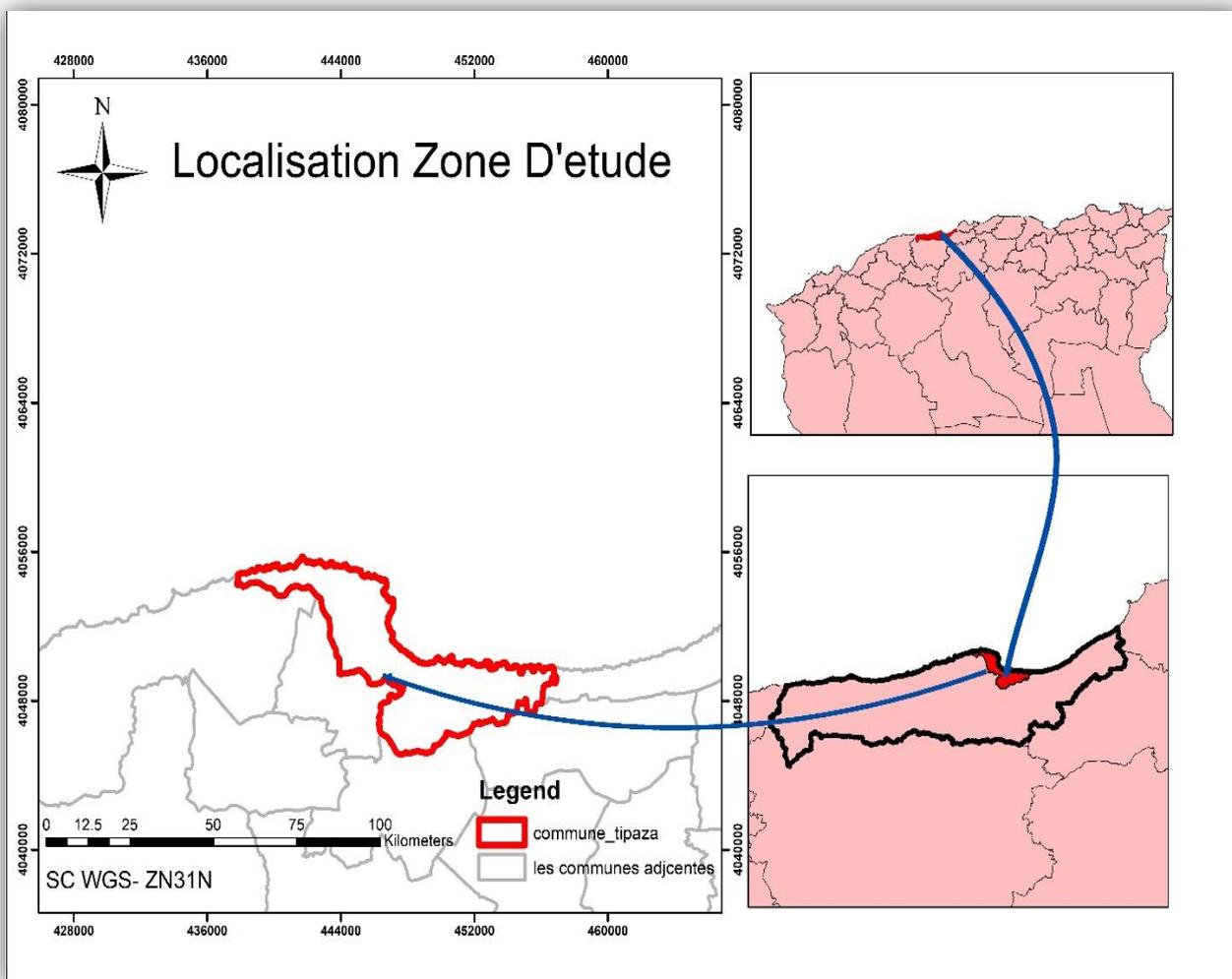


Figure II. 1: Situation de la zone d'étude

La zone d'étude « Oued Merzoug » se trouve au niveau de la commune de Tipasa, au centre-ville du chef-lieu de la Wilaya. La Wilaya de Tipasa est une wilaya d'Algérie en Afrique du Nord. Elle compte 591 009 habitants sur une superficie de 479 km<sup>2</sup>. La densité de population de la Wilaya de Tipasa est donc de 1 233,7 habitants par km<sup>2</sup>. Oued Merzoug est délimitée comme suit :

- **Au Nord** : Cité 500 logements et Quartier Louz.
- **À l'Ouest** : Hai Tikerouchine.
- **Au Sud** : La rocade de Tipasa.
- **À l'Est** : La gare routière et Centre Universitaire de Tipasa.

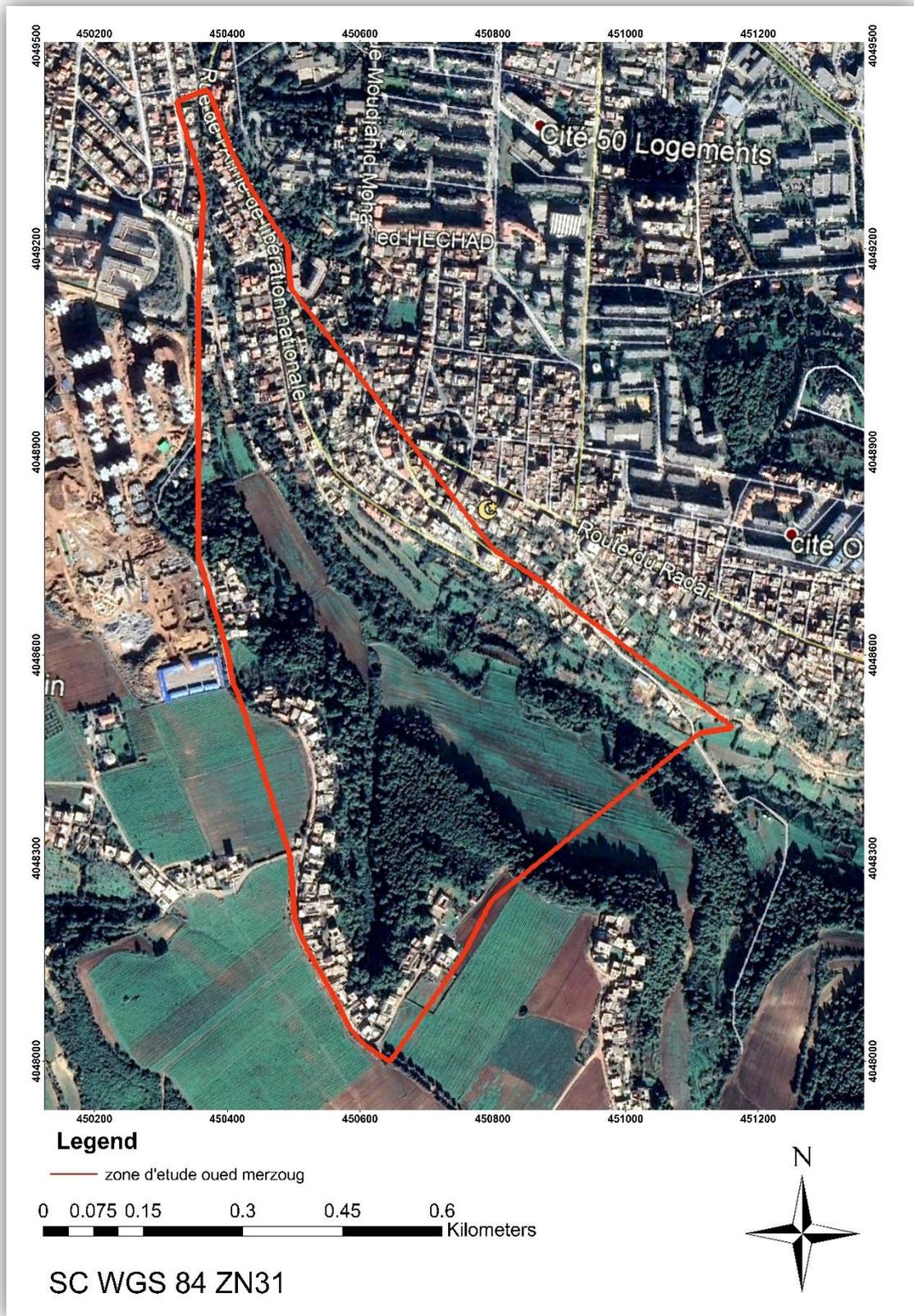


Figure II. 2: situation d'Oued Merzoug

### II.2.2 Topographie et relief :

La commune de Tipasa présente un relief dont les altitudes varient de 0 m à 250 m par rapport au niveau de la mer, avec une pente du terrain qui est relativement moyenne et forte par endroits.

La zone d'étude de ce projet est formée de deux parties bien distinctes, une première partie sur la rive droite de l'Oued qui est très urbanisée, elle représente près de 13 % de la surface globale du sous bassin versant. Le reste de la superficie (la quasi-totalité) du sous bassin sont des pâturages, terres agricoles et des zones boisées.

### II.3 Situation géologique :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

Le sol de L'OUED MERZOUG (commune de TIPAZA) se caractérise par les textures suivantes :

- Pliocène sup (Facies calcaire ou calcareo gréseux avec ou sans galets, facies argileux ou argilo-sableux)
- Pliocène marin (cong lomerants, marnes bleu mollâ)

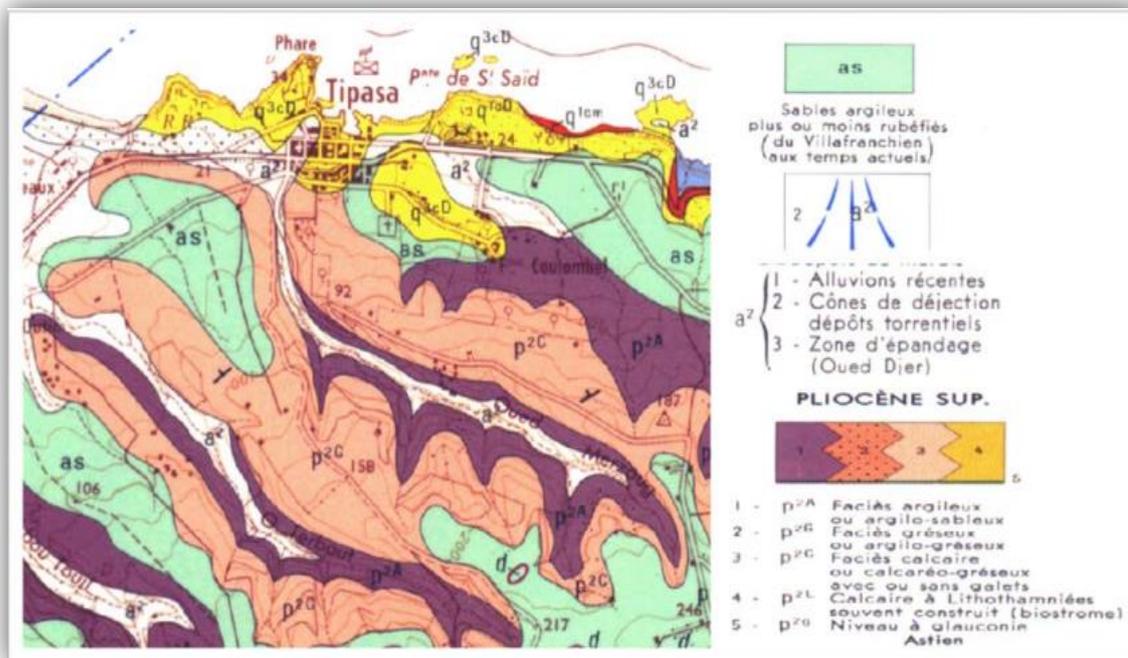


Figure II. 3: carte géologique de la zone d'etude (ANRH)

## II.4 Situation sismique :

La compression tectonique entre les plaques africaine et eurasienne génère de nombreuses failles actives provoquant des séismes plus ou moins importants sur toute la côte nord de l'Algérie, Notre secteur d'étude est situé dans la zone sismique III qui a une sismicité élevée.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations-Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance : Hangars

Tableau II. 1: Coefficient d'accélération sismique

## II.5 Situation climatique :

Le climat de la région d'étude est de type méditerranéen, autrement dit les hivers qui s'étalent du mois d'Octobre au mois Mars ; sont doux et humides. Alors que les étés qui s'étalent du mois de Mai au mois de Septembre ; sont plutôt secs et chauds.

### II.5.1 Humidité :

La variation de l'humidité dans l'air dans la zone d'étude est assez considérable comme l'illustre le tableau suivant :

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Humidité	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Tableau II. 2: la variation de l'humidité de la zone d'étude

Source : ONM 2014

### II.5.2 Température :

La zone d'étude est influencée par le climat méditerranéen elle est caractérisé par des étés chauds et des hivers doux. Durant les saisons froides. La température moyenne annuelle est de 11.7°C et 26.6°C avec un minimum de 8.4°C et un max de 30.8°C  
La distribution de la température moyenne mensuelle durant l'année apparaît dans le tableau suivant :

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Températures (°C)	13.07	13.07	14.87	16.9	19	22.77	25.93	27.13	24.13	22.4	16.93	14.93

Tableau II. 3: Température

Source : ONM 2014

### II.5.3 Le vent :

Un vent faible à modéré, frais et humide d'Est souffle de Mai en Octobre, tandis que le vent d'Ouest souffle de Novembre en Mai apportent les pluies.

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
$v_{moy}(m/s)$	2.3	2.3	2.4	2.7	2.7	2.8	2.8	2.5	2.4	2	2.4	2.4

Tableau II. 4: Le vent

Source : ONM 2014

### II.5.4 Evaporation :

L'évaporation est un facteur essentiel pour établir le bilan hydro-climatique d'un bassin versant. La répartition mensuelle de l'évaporation de la région, l'évaporation très important est obtenue pour les mois Aout et octobre.

La répartition mensuelle d'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Eva (mm)	65	56	57	73	69	71	75	93	84	97	60	68

Tableau II. 5: Evaporation

Source : ONM 2014

## II.6 Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement .c'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

La wilaya de Tipaza dispose d'un réseau hydraulique important. D'est en ouest :

- Oued Mazafran ;
- Oued El Hachem ;
- Oued Djer ;
- Oued Damous.

Du point de vue hydrologique, la ville de Tipasa se trouve sur le bassin versant Algérois Ouest, dans le sous bassin numéro 04 code 02, ce sous bassin en question n'est pas traversé par un seul oued, mais il est constitué de deux cours d'eau importants qui le traverse du sud vers le nord (Oued Merzoug et Oued Tikerouchine. C'est deux cours d'eau sont des dépressions naturel formé par l'érosion hydrique à partir des eaux de ruissellement qui tombent du la colline du sahel dans cette région ces cours d'eaux aboutissent directement à la mer.

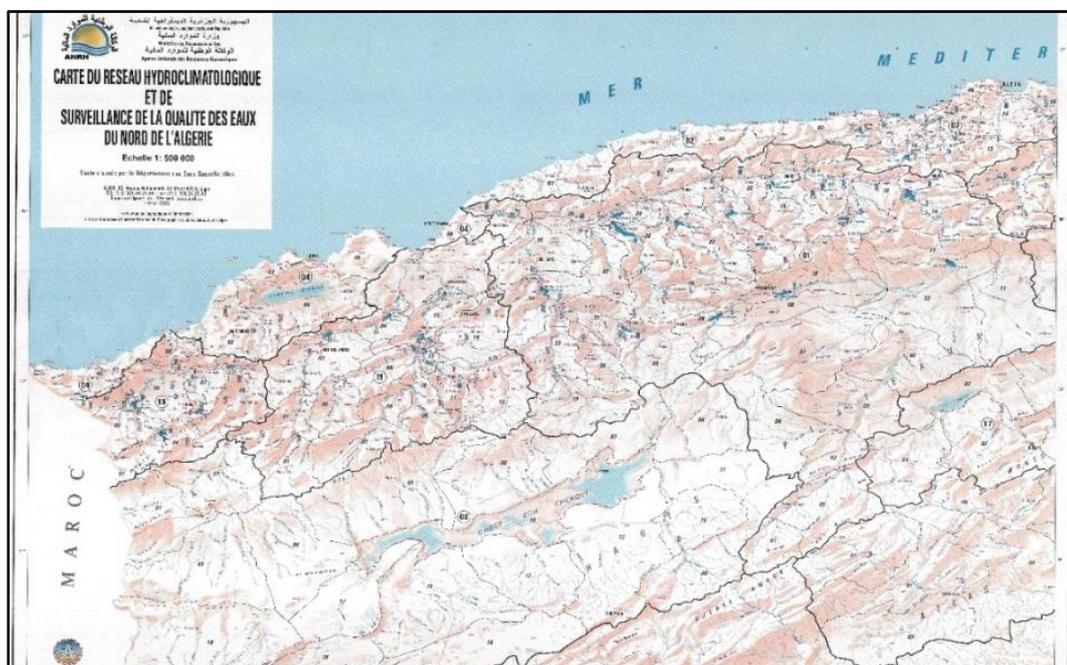


Figure II. 4: Carte de réseau hydrographique en Algérie

Source ANRH

## II.7 Pluviométrie :

Station	Code	X (km)	Y(km)	Altitude Z(m)	Année d'observation	Nombre d'observation
Hadjout tipaza	020325	475.85	385.85	59	1973-2013	40 ans

Tableau II. 6: caractéristique de la station pluviométrique

Source ANRH

**II.8 Série pluviométrique de la station de Hadjout :**

Années	Pjmax (mm)
1973	73,7
1974	44
1975	51,3
1976	45,8
1977	51,5
1978	98
1979	50,5
1980	77,1
1981	43,2
1982	53
1983	63,5
1984	158,1
1985	87,9
1986	65,8
1987	30,9
1988	38,7
1989	20,6
1990	34,3
1991	55,5
1992	51,1
1993	79,5
1994	34,4
1995	69
1996	40,5
1997	51,7
1998	73,5
1999	23,2

Années	Pjmax (mm)
2000	33,6
2001	38,5
2002	32,5
2003	35,3
2004	30,2
2005	26,7
2006	27,6
2007	43,6
2008	27,1
2009	39,3
2010	37,2
2011	58,9
2012	51,5
2013	45,3

Tableau II. 7 : Série pluviométrique

## II.9 Conclusion :

La présentation de la zone d'étude est une partie la plus importante, elle collecte les informations brutes de la zone dont sa topographie, son climat et la situation de la commune, et tous ces informations permet de prendre une décision correcte, et évaluer les risques et d'estimer les catastrophes qui peuvent être engendré par un phénomène naturel comme les crues.

### **III. CHAPITRE III CALCUL HYDROLOGIQUE**

### III.1 Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes, pour cela on aura besoin des données pluviométriques, des caractéristiques du bassin versant, et des méthodes de calcul pour l'estimation des débits des eaux pluviales.

### III.2 Caractéristiques du bassin versant :

#### III.2.1 Définition du bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief, ... etc) interviennent dans les différents écoulements.

#### III.2.2 Paramètres morpho métriques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morpho métriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant. Le bassin versant de Oued Merzoug fait partie du grand bassin versant du Côtiers Algérois code ANRH (02) et du sous bassin versant (04) dont la superficie est de 3,19 km<sup>2</sup>. Il est limité à l'Ouest par oued HAI TEKEROUCHINE, à l'Est par cité oued Merzoug et université, au Sud RN.11 et au Nord par Ruine romain de Tipaza.

#### III.2.3 Caractéristiques du bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, le réseau de drainage, etc.....) du bassin versant ont été déterminées sur la base d'une digitale élévation model (DEM) de 30\*30 m. Avec logiciel Arc Gis 10.3. Les résultats des paramètres morphologiques de bassins versant de la zone d'études sont résumés dans le tableau suivant :

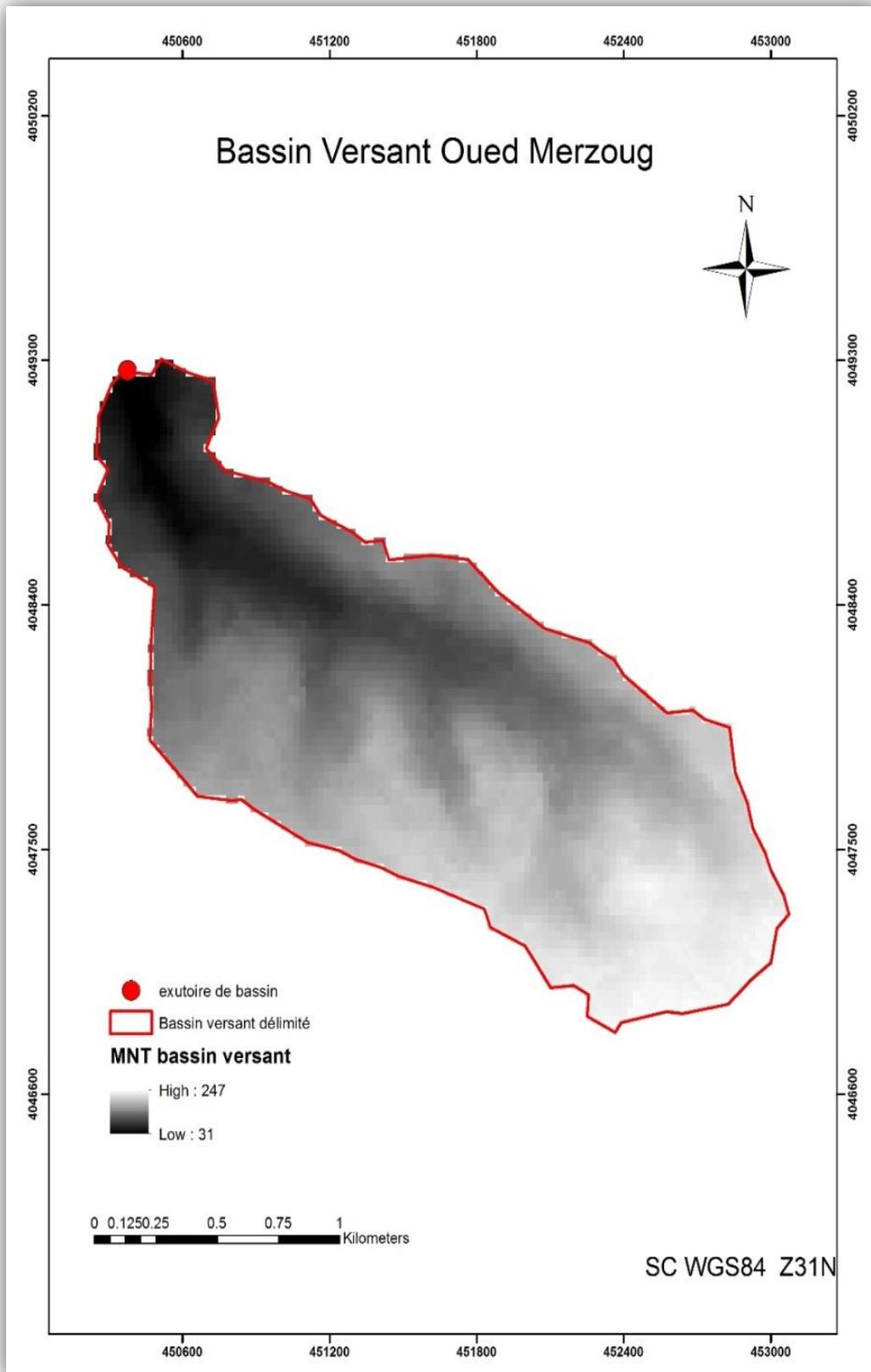


Figure III. 1: Bassin Versant De oued Merzoug

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Longueur de talweg L	Km	3.33
Superficie du bassin versant S	Km	3.19
Périmètre du bassin versant P	Km	8.70
Altitude maximale Hmax	M	247
Altitude minimale Hmin	M	26

Tableau III. 1 : Paramètres morpho métrique du bassin versant oued marzoug

### ❖ La surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important. Il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports solide et liquide, lame d'eau ruisselée, lame d'eau infiltrée, ...)

### ❖ Le périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

### III.2.4 Caractéristiques de forme :

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques.

### ❖ Indice de compacité de Gravelius :

Indice de Gravelius «  $K_c$  » Appel aussi indice de forme. Cet indice caractérise la forme du bassin et exprime l'allongement des bassins versants.

$$K_c = 0.28 \frac{P_{BV}}{\sqrt{S_{BV}}} \dots\dots\dots III.1$$

Avec :

$P_{BV}$  : Périmètre du bassin versant.

$S_{BV}$  : Surface du bassin versant.

Plus le  $K_c$  ne sera proche de 1. Plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

### ❖ Le rectangle équivalent :

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donnée est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de Gravelius, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation, la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur «  $L$  » et la largeur «  $l$  » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots \text{III.2}$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots \text{III.3}$$

Les résultats des paramètres morphométries de bassins versants est résumés dans le tableau suivant :

Bassin	Surface (km <sup>2</sup> )	Périmètre (km)	Kc	L (km)	l(km)
Oued merzoug	3.19	8.70	1.363	3.36	0.95

Tableau III. 2: caractéristique morphométrique du bassin versant oued merzoug

### III.2.5 le relief :

Le relief est défini comme étant la variation des altitudes. Ces variations influent sur des facteurs comme l'écoulement, la précipitation, la végétation, etc....

Il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'indice de pente globale.
- L'indice de pente moyenne.

#### III.2.5.1 Courbe hypsométrique :

Les variations d'altitude à l'intérieur d'un bassin versant ainsi que l'altitude moyenne sont des données essentielles à l'étude de la température, de la précipitation et du temps de concentration.

La courbe hypsométrique donne le portrait le plus précis de l'altitude d'un bassin. Elle exprime le pourcentage de la surface du bassin au delà d'une certaine altitude. Elle est établie en planimétrant pour différentes altitudes les surfaces situant au dessus de la courbe de niveau correspondante.

altitudes	Hi	surface	surface %	cumulées surface	S cumulée
247	247	-	-	-	-
200-247	223,5	0,68	21,31	0,12	21,31
150-200	175	1,00	31,36	1,12	52,68
100-150	125	0,82	25,70	1,94	78,37
50-100	75	0,57	17,86	2,51	96,24
26-50	38	0,12	3,76	3,19	100,00
		$\sum S = 3,19$	$\sum S\% = 100$		

Tableau III. 3 : Distribution de la superficie du bassin versant en fonction de l'altitude

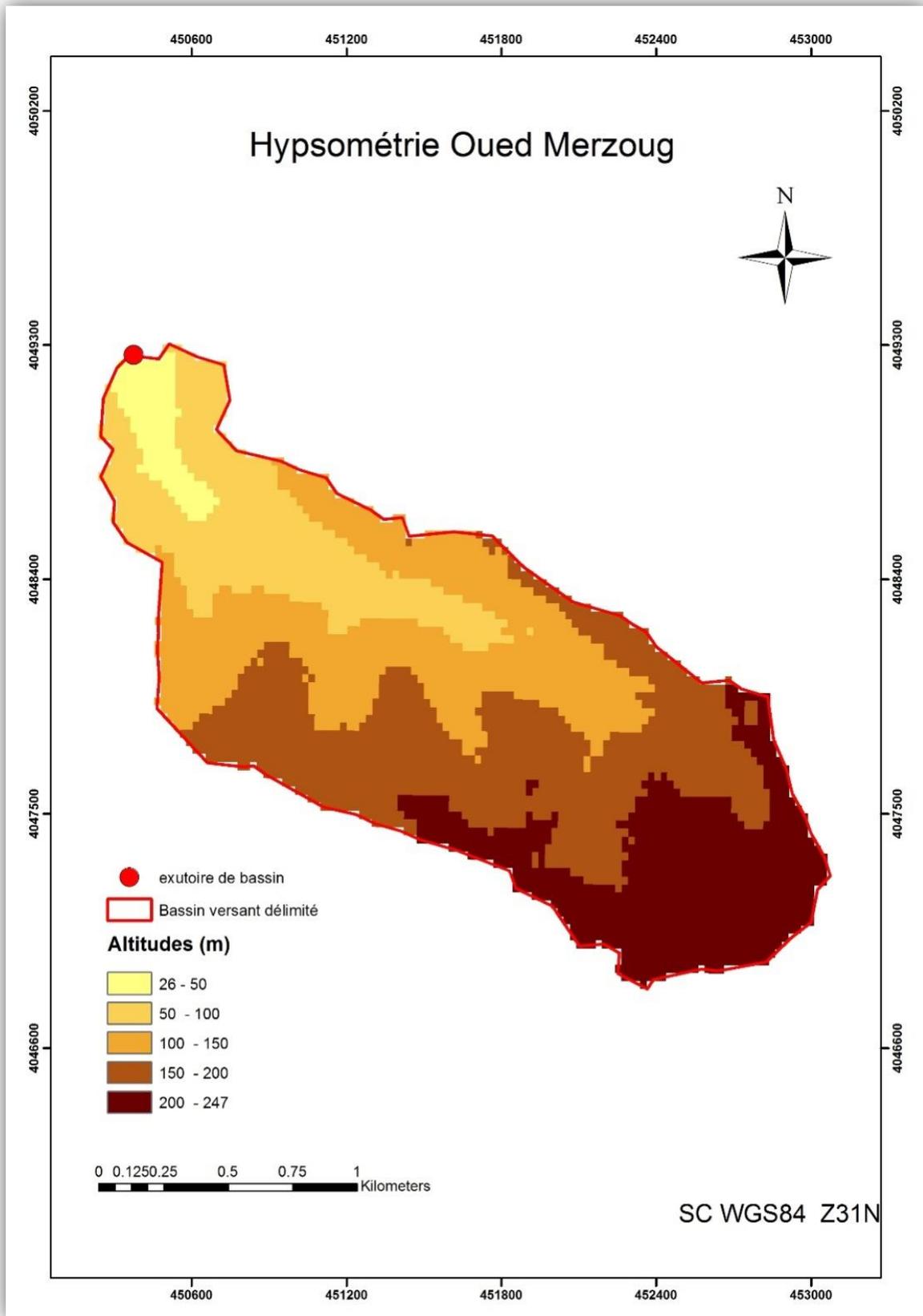


Figure III. 2 : Hypsométrie Oued Merzoug

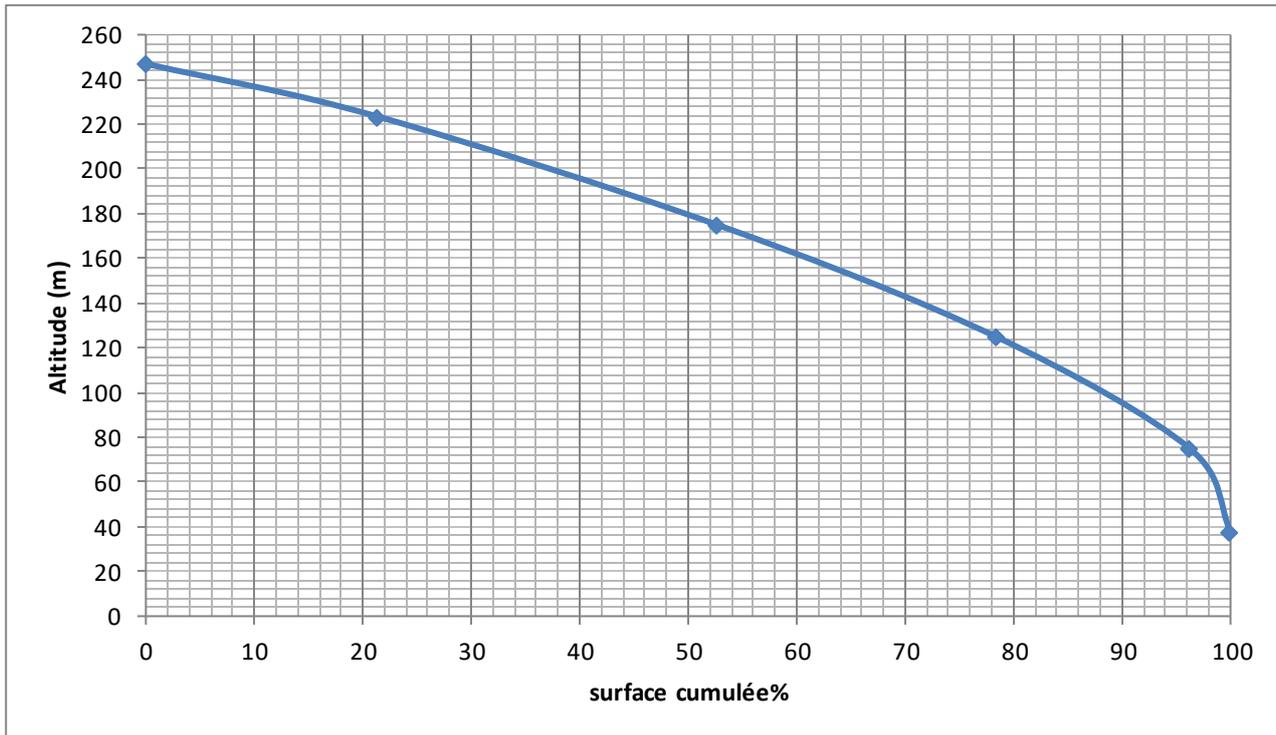


Figure III. 3 : Courbe hypsométrique de bassin

**III.2.5.2 Les altitudes caractéristiques :**

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas, généralement à l'exutoire. L'altitude médiane ou  $H_{50\%}$  est déterminée sur la courbe hypsométrique. L'altitude moyenne  $H_{moy}$  est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots \text{III.4.}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots \text{III.5}$$

- $H_i$  : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m,
- $S_i$  : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en  $km^2$ ,
- $S$  : surface totale du bassin versant en  $km^2$ .

Hi	surface	Hi*Si
247	-	-
223,5	0,68	151,98
175	1,00	175,12
125	0,82	102,5
75	0,57	42,75
38	0,12	4,56
		$\sum Si * Hi = 476,91$
		Hmoy=149,47

Tableau III. 4 : Distribution de la superficie du bassin en fonction des l'altitudes

Les résultats des altitudes caractéristiques de bassin versant de la région d'étude sont résumés dans le tableau ci-dessous :

altitudes caractéristiques	unités	valeurs
Hmax	M	247
Hmin	M	26
Hmoy	M	149.47

Tableau III. 5 : les l'altitudes caractéristiques

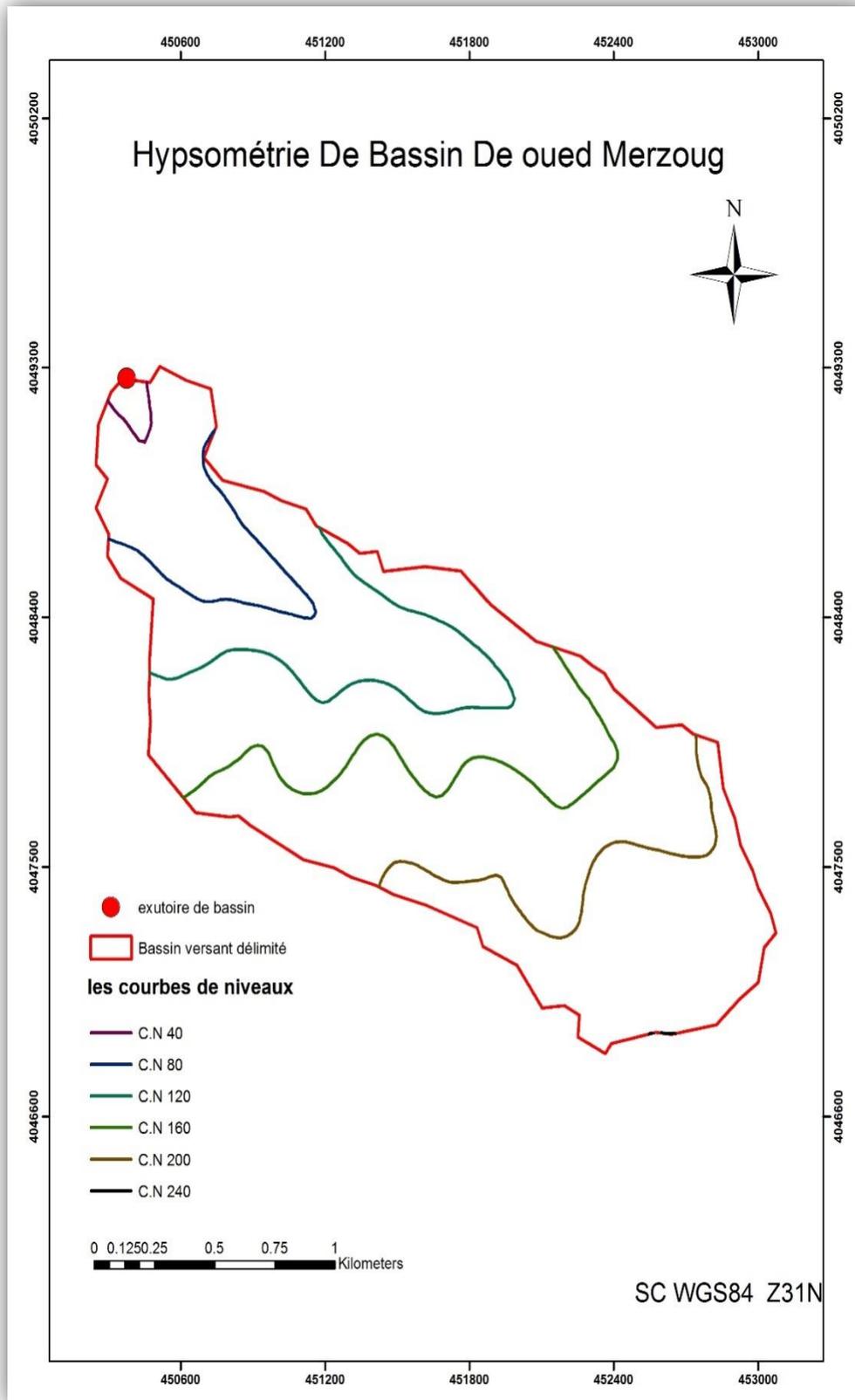


Figure III. 4 : Courbes De Niveau De Bassin

### III.2.5.3 Les indice :

#### ❖ Pente moyenne des bassins versants ( $I_m$ ) :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin versant. Elle est considérée comme une variable indépendante Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots \text{III.6}$$

Avec :

$\Delta H$  : Dénivelée entre deux courbes de niveaux ( $m$ ).

$L_i$  : longueur de la courbe de niveau d'ordre  $1, 2, 3, \dots, n$  ( $m$ ).

$S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ ).

$$I_m = 122.69 \text{ m/km}$$

#### ❖ Indice de pente globale ( $I_g$ ) :

L'indice de pente est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent.

L'indice de pente globale ( $I_g$ ) est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots \text{III.7}$$

Avec :

$D$  : Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  ( $m$ ).

$L$  : longueur du rectangle équivalent ( $Km$ ).

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

Et :  $H_{5\%} = 240m$        $H_{95\%} = 79m$        $L = 3.36 Km$

$$I_g = 47.91 \text{ (m/km)}$$

❖ **Indice de pente de Roche  $I_p$  :**

Est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces, et pondérée par les surfaces comprise entre deux courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad \dots\dots\dots \text{III.8}$$

Avec :

L : longueur de rectangle équivalent (m).

$S_i$  : surface partielle% comprise entre deux courbes de niveau consécutives  $H_i$  Et  $H_{i-1}$ .

altitudes	$H_i - H_{i-1}$	si %	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
200-247	47	21,31	31,65
150-200	50	31,36	39,60
100-150	50	25,70	35,85
50-100	50	17,86	29,88
26-50	24	3,76	9,50
$\sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$			146,48

Tableau III. 6 : Indice de pente de Roche

$$I_p = 2.53\%$$

### III.2.5.4 Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, Permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement.

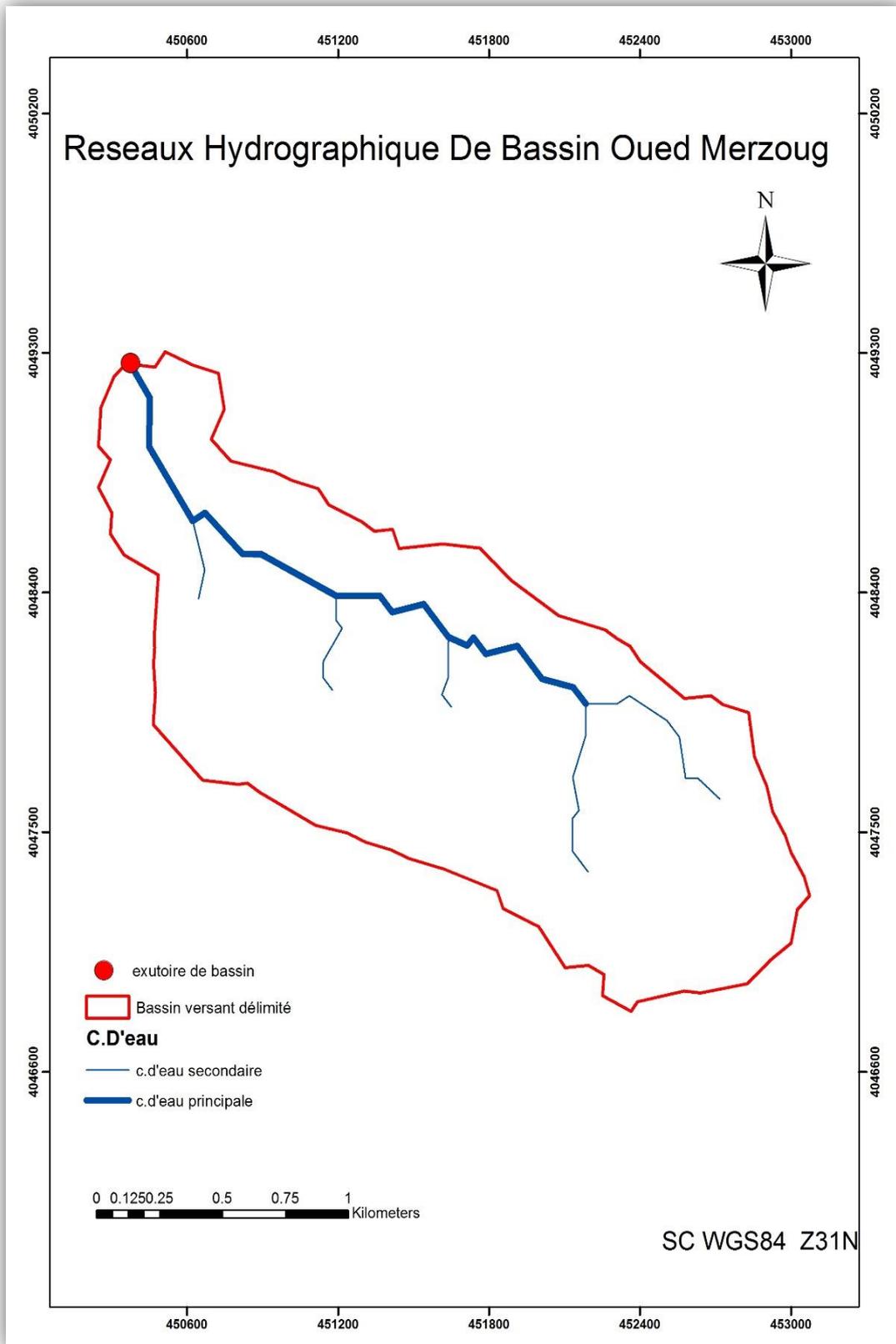


Figure III. 5 : Carte Réseau Hydrographique

### ❖ Pente moyenne du cours d'eau principale IC :

Est le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points éloignés sur le cours d'eau principal.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{m/km}) \dots \dots \dots \text{III.9}$$

Avec :

$I_c$  : pente moyenne du cours d'eau principale.

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

$\Delta L$  : distance entre ces deux points (km).

$$I_c = 4.66\%$$

### ❖ La densité de drainage :

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs  $L_i$  du bassin versant à la surface totale  $S$ . Elle reflète la dynamique du bassin la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots \dots \dots \text{III.10}$$

Avec :

$D_d$  : densité de drainage [ $\text{km}/\text{km}^2$ ] ,

$L_i$  : longueur de cours d'eau [ $\text{km}$ ] ,

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

$$D_d = 1.56 \text{ km}/\text{km}^2$$

### III.2.5.5 Le temps de concentration $T_c$ :

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. On peut l'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques

#### A-Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots \dots \dots \text{III.11}$$

Avec :

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

$L$  : longueur du talweg principale en [Km];

$H_{moy}$ , -  $H_{min}$  : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

### B-Formule de TEMEZ :

$$T_c = 0,3 \left[ \frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76} \dots\dots\dots \text{III.12}$$

Avec :

$I$  : Pente moyenne du thalweg principal (m/m),

$L$  : Longueur du thalweg principal (km).

### C-Formule de TURRAZA :

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S.L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots \text{III.13}$$

Avec :

$T_c$  : temps de concentration (h).

$L$  : longueur du cours d'eau principale en km.

$S$  : surface de bassin versant km<sup>2</sup>.

$I$  : pente moyenne de cours d'eau principal en %.

Les résultats de calcul par les trois méthodes sont mentionnés dans le tableau suivant :

Formules	GIANDOTTI	TEMEZ	TURRAZA
$T_c$	1.22	1.33	1.10

Tableau III. 7 : temps de concentration  $T_c$

### III.2.5.6 VITESSE MOYENNE DE RUISSELLEMENT :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots \text{III.14}$$

Avec :

$L$  : Longueur de talweg principal en Km.

$T_c$  : temps de concentration en heure.

$$V_R = 2.72 \text{ Km/h}$$

Récapitulatif des caractéristiques hydro morphométriques de zone d'étude

Caractéristiques	Notation	Unité	Valeur
Surface	S	Km <sup>2</sup>	3.19
Périmètre	P	Km	8.70
Indice de compacité	K <sub>c</sub>	/	1.36
Longueur de cour d'eau	L <sub>c</sub>	Km	3.33
Longueur L	L	Km	3.36
Largeur l	l	Km	0.95
Altitudes maximale	H <sub>max</sub>	m	247
Altitudes minimale	H <sub>min</sub>	m	26
Altitudes moyenne	H <sub>moy</sub>	m	149.47
Altitudes 50%	H <sub>50%</sub>	m	180
Altitudes 5%	H <sub>5%</sub>	m	240
Altitudes 95%	H <sub>95%</sub>	m	79
Indice de pente moyenne de bassin versant	I <sub>m</sub>	m/km	122.69
Indice de pente globale	I <sub>g</sub>	m/km	47.91
Indice de roche	I <sub>r</sub>	%	2.53
Pente moyenne du cours d'eau principale	I <sub>c</sub>	%	4.66
Densité de drainage	D <sub>d</sub>	Km/km <sup>2</sup>	1.56
Temps de concentration	T <sub>c</sub>	H	1.22
Vitesse de ruissellement	V <sub>R</sub>	Km/m	2.72

Tableau III. 8 : Récapitulatif des caractéristiques hydro morphométriques de zone d'étude

### III.3 Analyse des données pluviométriques :

En général, l'analyse des données pluviométriques disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'aménagement. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique de Hadjout Tipaza

#### III.3.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle :

L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de station pluviométrique de station de Hadjout Tipaza

Station	Code	X (km)	Y(km)	Altitude Z(m)	Année d'observation	Nombre d'observation	Pluie moyenne annuelle
Hadjout Tipaza	020325	475.85	385.85	59	1973-2013	41 ans	553 mm

Tableau III. 9 : Caractéristiques de la station pluviométrique

### III.3.1.2 Etude des précipitations maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage. L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectuer à l'aide de logiciel « **Hyfran** ». on passe par les étapes suivantes :

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

### III.3.3 Paramètres statistiques de la série :

Les caractéristiques de la série sont résumées dans le tableau suivant :

Nombre d'observations	41
Maximum	158
Minimum	20.6
Moyenne	51.1
Ecart-type	25
Médiane	45.3
$C_v$	0.49

Tableau III. 10 : caractéristiques de la série

### III.3.4 Ajustement statistique :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "Hyfran". On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), et Loi Galton (log normale), à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustement

#### A- Loi de Gumbel :

La loi de *GUMBEL* a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \exp \left( - \exp \left( - \frac{x-a}{b} \right) \right) \dots\dots\dots \text{III.15}$$

La variable réduite de Gumbel

$$u = \frac{x-a}{b} \dots\dots\dots \text{III.16}$$

Et a ; b Les paramètres du modèle de Gumbel.

$$F(x) = \exp \left( - \exp(-u) \right) \dots\dots\dots \text{III.17}$$

$$u = - \ln \left( - \ln(F(x)) \right) \dots\dots\dots \text{III.18}$$

$$x=a+ub \dots\dots\dots \text{III.19}$$

Et :

$$q = \frac{r-0.5}{N} \dots\dots\dots \text{III.20}$$

Où est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, est la taille de l'échantillon

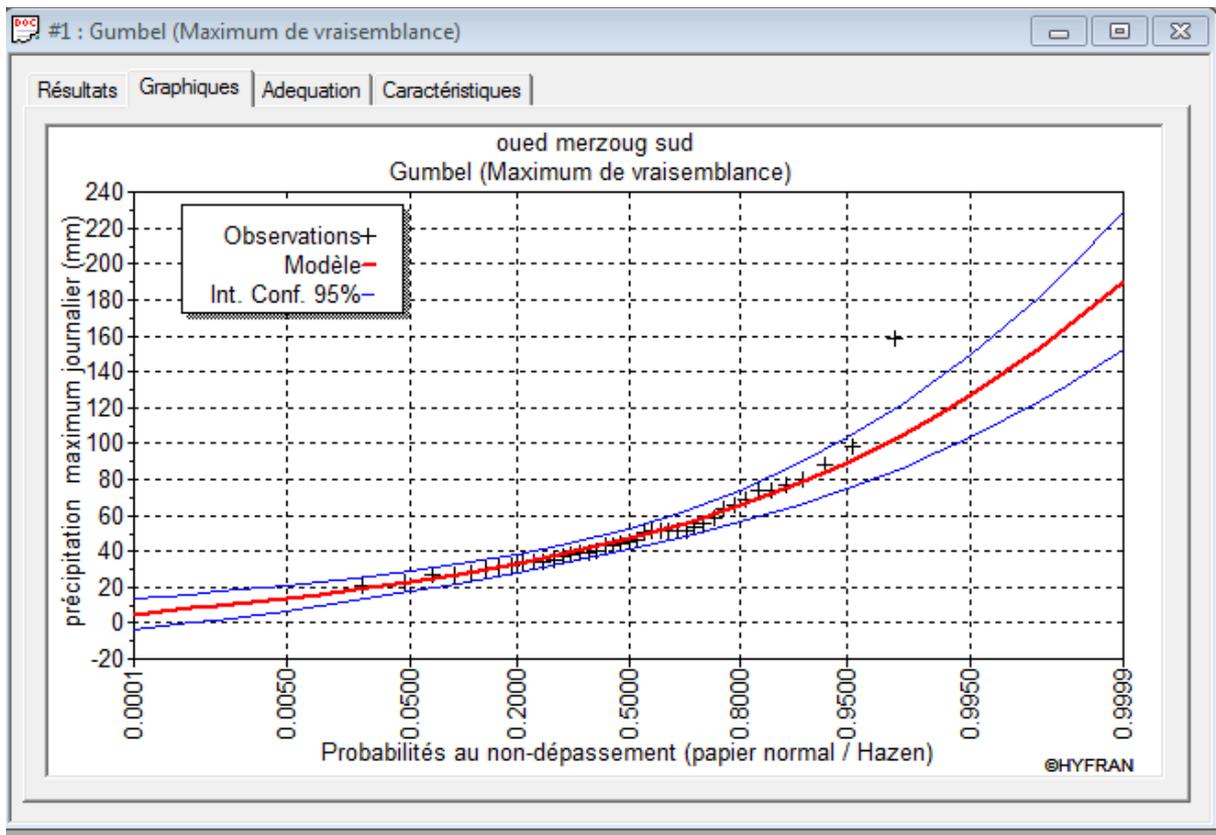


Figure III. 6 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi gumbel

$$\begin{cases} \bar{X} = a + \frac{\sum x.e^{-\frac{x}{a}}}{\sum e^{-\frac{x}{a}}} \\ b = \ln\left(\frac{\sum e^{-\frac{x}{a}}}{n}\right) \end{cases} \dots\dots\dots \text{III.21}$$

On trouve

$$\begin{cases} a = 40.92 \\ b = 16.20 \end{cases}$$

❖ Calcul des quantiles :

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques
T(ans)	q	X <sub>t</sub> (mm)
100	0.99	115
50	0.98	104
20	0.95	89.1
10	0.90	77.4
5	0.80	65.2

Tableau III. 11 : Calcul des quantiles de l’ajustement à la loi gumbel

**B-Ajustement à la loi Log – normal :**

La loi de GALTON à une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} \cdot du \dots\dots\dots \text{III.22}$$

on passe par un changement de variable de x en ln x,

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots \text{III.23}$$

Donc l’équation de la droite présentée sur le papier Gausso-logarithmique sera

$$\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x} \dots\dots \text{III.23}$$

Les paramètres calculés :

$$\begin{cases} \overline{\ln x} = 3.84 \\ \sigma_{\ln x} = 0.42 \end{cases}$$

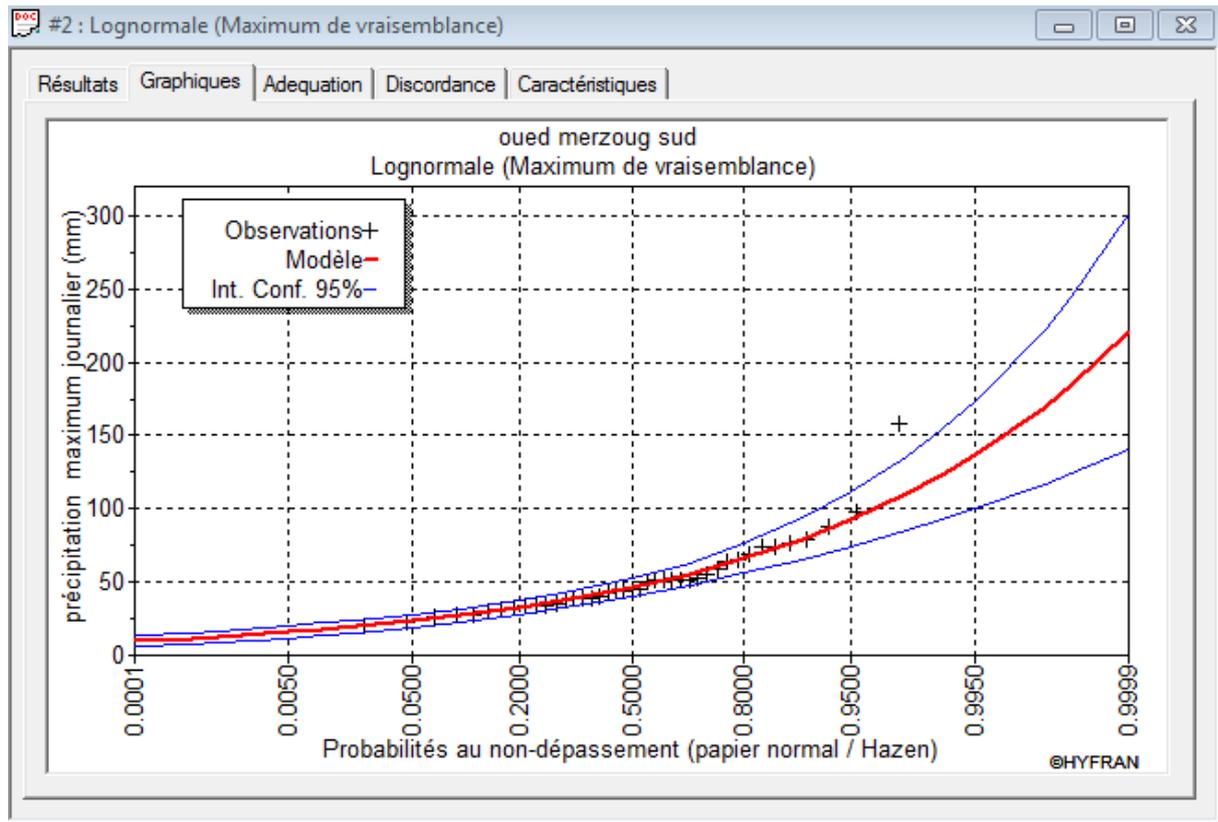


Figure III. 7 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi log-normal

❖ Calcul des quantiles :

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques
T(ans)	q	$X_t$ (mm)
100	0.99	123
50	0.98	110
20	0.95	92.7
10	0.90	79.7
5	0.80	66.3

Tableau III. 12 : Calcul des quantiles de l’ajustement à la loi Log –normal

❖ Test d’adéquation du Khi deux :

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables,  $X_{the}$  et  $X^2$  à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%

❖ Loi Gumbel (Maximum de vraisemblance) :

Hypothèses

$H_0$  \* : l’échantillon provient d’une loi de Gumbel

$H_1$  \* : l’échantillon ne provient pas d’une loi de Gumbel

Résultat :

Résultat de la statistique	$X^2=3.68$
Khi deux théorique	$X_{the} =11.07$
p-value	$P=0.59$
Degré de liberté	5
Nombre de classes	8

Tableau III. 13 : Résultat de Test du Khi deux a Loi Gumbel

Teste de khi deux est vérifié car  $X_{the} > X$

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%

### ❖ Loi Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

$H_0$  : l'échantillon provient d'une loi LOG NORMAL

$H_1$  : l'échantillon ne provient pas d'une loi LOG NORMAL

Résultat :

Résultat de la statistique	$X^2=2.90$
Khi deux théorique	$X_{the}^2 =11.07$
p-value	$P=0.71$
Degré de liberté	5
Nombre de classes	8

Tableau III. 14 : Résultat de Test du Khi deux a Loi Log normale

Teste de khi deux est vérifié car  $X_{the}^2 > X^2$

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%

Dans les deux cas les lois sont acceptées et pour but de choisir le meilleur choix on va faire une comparaison entre eux .

### ❖ Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

La figure .... Montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement (Loi de Gumbel et loi de Log – normal )

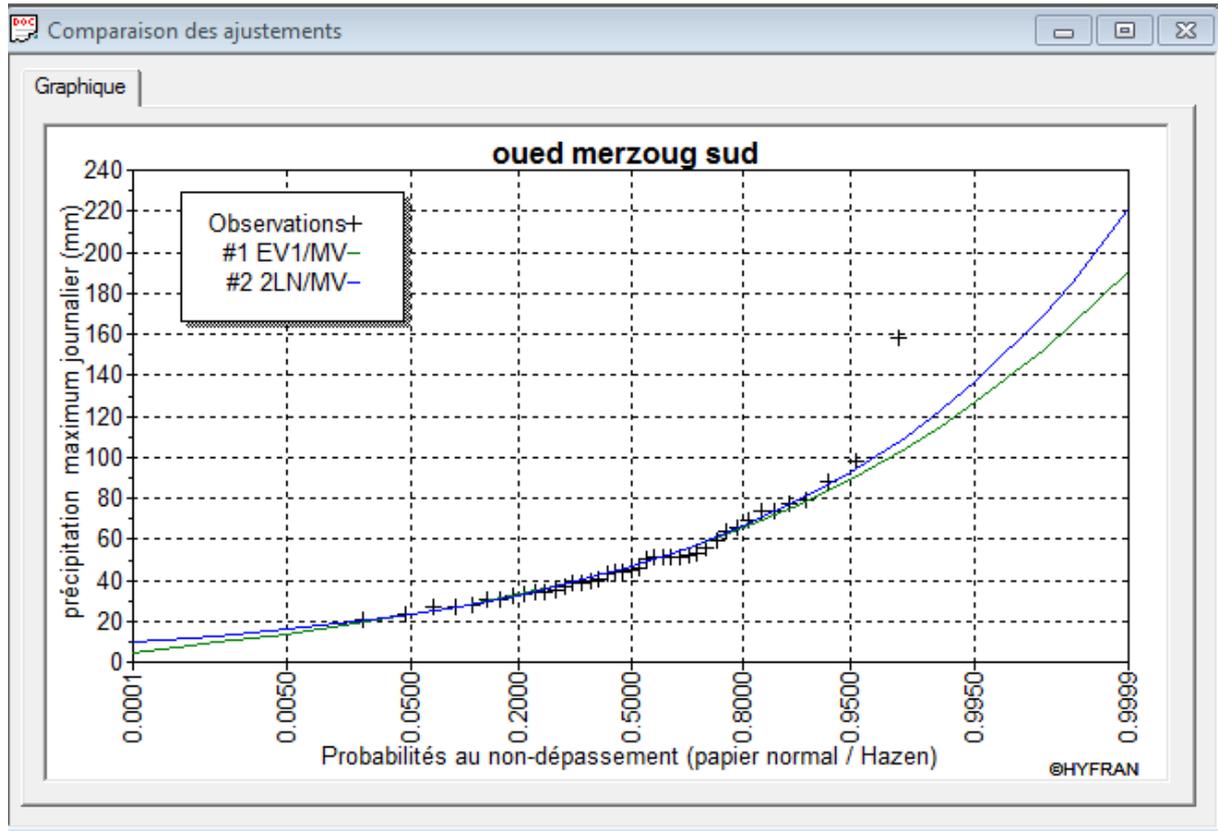


Figure III. 8 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi Log- normal et Gumbel

Discussion : En se référant aux graphes obtenues, par ces deux lois, celui de GUMBEL et GALTON, nous avons remarqué que l’ajustement issu de la loi Log – normal est le meilleur; du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique.

❖ **Conclusion :**

Alors on opte pour la loi de GALTON (Log normale).

**III.3.5 Pluies de courte durée :**

Elle est utilisée pour l’estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d’où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée.

Pour déterminer les précipitations tombées pendant les averses de différentes durées, et pour une fréquence donnée, la formule de MONTANARI est utilisée. (Touiabia, 2004)

$$P_{tc} = P_{\max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots \text{III.24}$$

Avec :



t : durée de l'averse.

b : exposant climatique (b = 0.37, selon l'ANRH).

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

la relation :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots\text{III.25}$$

Avec :

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

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

Avec :

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

P D R	100		50		20		10		5	
T(h)	Pct	lt	Pct	lt	Pct	lt	Pct	lt	Pct	lt
1	38.0	38.0	33.9	33.9	28.6	28.6	24.6	24.6	20.5	20.5
1.22	40.8	33.5	36.5	29.9	30.8	25.2	26.5	21.7	22.0	18.0
2	49.0	24.5	43.9	21.9	37.0	18.5	31.8	15.9	26.4	13.2
3	57.0	19.0	51.0	17.0	42.9	14.3	36.9	12.3	30.7	10.2
4	63.4	15.8	56.7	14.2	47.8	11.9	41.1	10.3	34.2	8.5
6	73.6	12.3	65.9	11.0	55.5	9.3	47.7	8.0	39.7	6.6
8	81.9	10.2	73.3	9.2	61.7	7.7	53.1	6.6	44.2	5.5
10	89.0	8.9	79.6	8.0	67.1	6.7	57.6	5.8	48.0	4.8
11	92.2	8.4	82.4	7.5	69.5	6.3	59.7	5.4	49.7	4.5
12	95.2	7.9	85.1	7.1	71.7	6.0	61.7	5.1	51.3	4.3
14	100.8	7.2	90.1	6.4	75.9	5.4	65.3	4.7	54.3	3.9
15	103.4	6.9	92.4	6.2	77.9	5.2	67.0	4.5	55.7	3.7
16	105.9	6.6	94.7	5.9	79.8	5.0	68.6	4.3	57.1	3.6
17	108.3	6.4	96.8	5.7	81.6	4.8	70.2	4.1	58.4	3.4
18	110.6	6.1	98.9	5.5	83.3	4.6	71.7	4.0	59.6	3.3
19	112.8	5.9	100.9	5.3	85.0	4.5	73.1	3.8	60.8	3.2
20	115.0	5.7	102.8	5.1	86.7	4.3	74.5	3.7	62.0	3.1
21	117.1	5.6	104.7	5.0	88.2	4.2	75.9	3.6	63.1	3.0
22	119.1	5.4	106.5	4.8	89.8	4.1	77.2	3.5	64.2	2.9
23	121.1	5.3	108.3	4.7	91.3	4.0	78.5	3.4	65.3	2.8
24	123.0	5.1	110.0	4.6	92.7	3.9	79.7	3.3	66.3	2.8

Tableau III. 15 : Pluies et intensité de courte durée

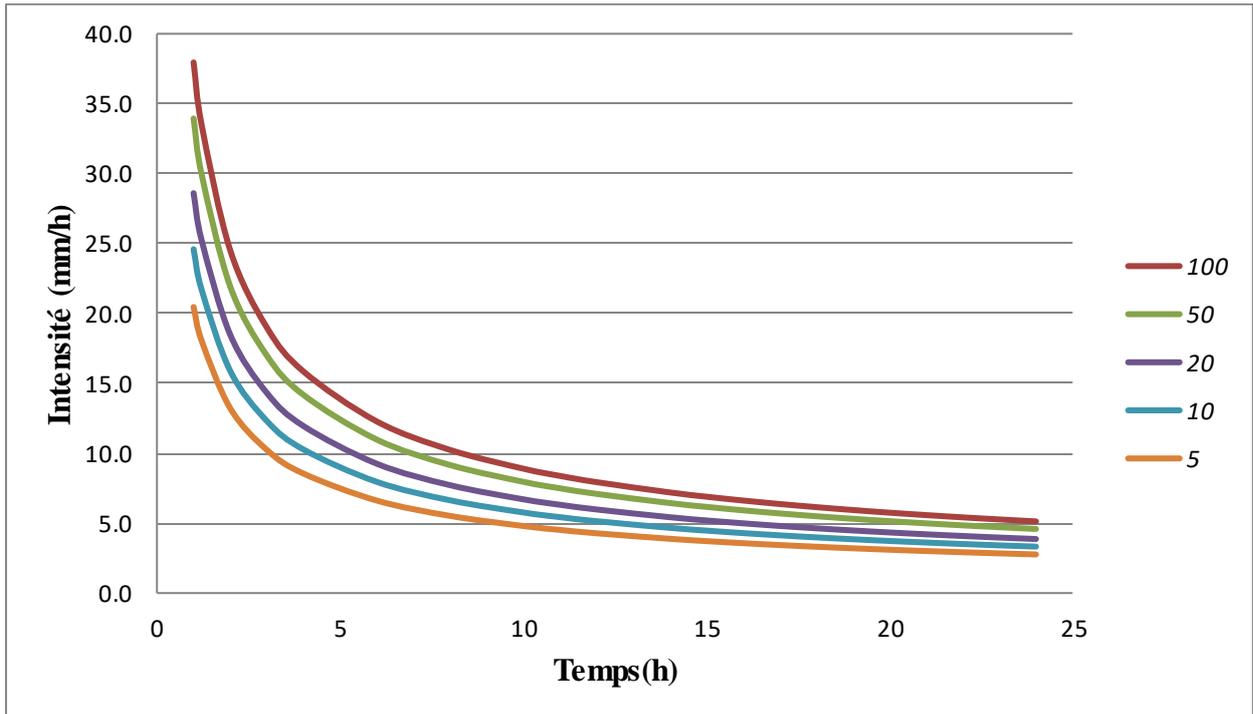


Figure III. 9 : intensité de courte durée

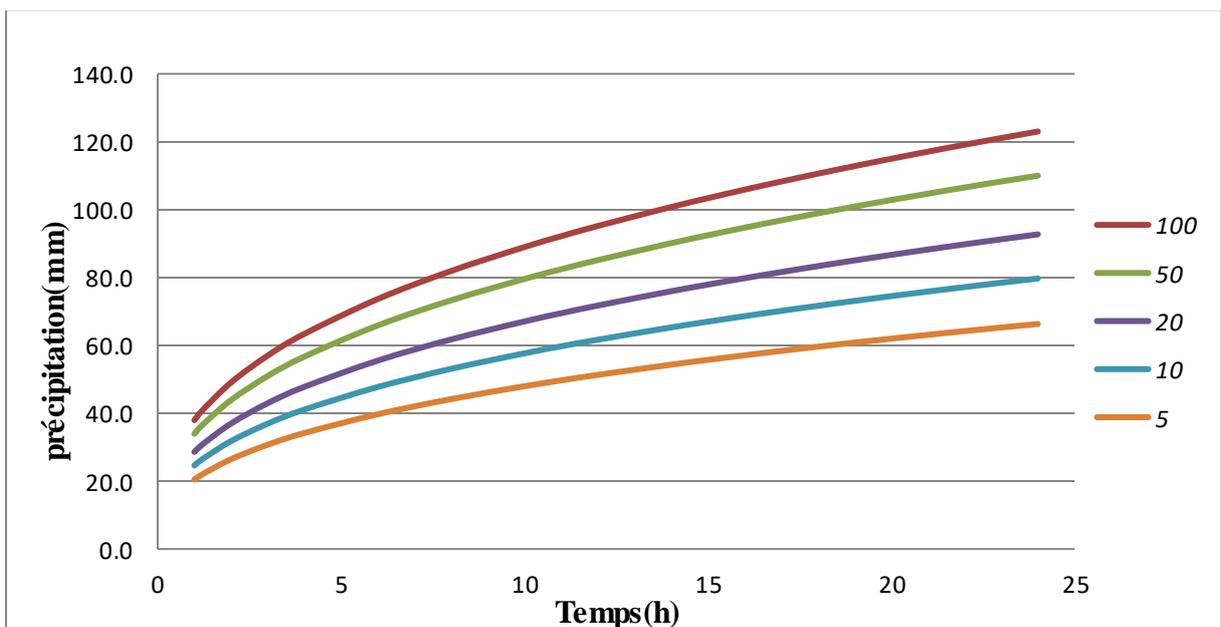


Figure III. 10 : courbes Pluies courte durée

### III.4 Etude Des Apports

#### III.4 .1 Apports Liquides :

##### ➤ Formule De Samie :

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots \text{III.26}$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots \text{III.27}$$

Où :

$L_e$  : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en  $\text{Km}^2$  du bassin versant.

##### ➤ Formule de COUTAGNE

Elle donne le déficit décaulé D tel que :

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots \text{III.27}$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0} \dots\dots\dots \text{III.28.}$$

$T_0$  : température moyenne dans la zone d'étude.  $T_0 = 20,17^\circ\text{c}$

La lame d'eau écoulée est alors :

$$L_e = P - D \dots\dots\dots \text{III.29}$$

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots \text{III.30}$$

##### ➤ Formule de MEDINGER:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots \text{III.31}$$

Où

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots \text{III.32}$$

P : précipitation moyenne (m).

$L_e$ : lame d'eau écoulée (mm).

##### ➤ Formule de l'ANRH :

L'apport moyen interannuel est donnée par :

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots \text{III.33}$$

Avec :

P : précipitation moyenne (m).  
S: superficie (en Km<sup>2</sup>).

sous bassin	SB1
Apport moy interannuel A <sub>0</sub>	Mm <sup>3</sup>
formule de SAMIE	0.210
formule de MEDINGUER	0.154
formule de COUTAGNE	0.219
formule de ANRH	0.333

Tableau III. 16 : Apports mayen interannuels selon les différentes méthodes

#### ❖ Commentaire :

On prend la valeur calculée par la formule COUTAGNE de parce qu'elle est proche à la valeur moyenne des 4 formules empiriques.

### III.4.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

#### A)- Module de l'écoulement (M<sub>e</sub>)

Il est donné par : 
$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{III.3}$$

Avec :

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10<sup>6</sup> secondes".

#### B)- Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M<sub>0</sub>) :

On a : 
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{III.35}$$

D'où :

M<sub>e</sub> : Module de l'écoulement [l/s].

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

**C)- Lamme d'eau écoulee (L<sub>e</sub>) :**

On a : 
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{III.3}$$

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel [litres]  
S : Superficie du bassin.

**D)- Coefficient de l'écoulement (C<sub>e</sub>) :**

Il est donné par : 
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots \text{III.37}$$

Avec :

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L<sub>e</sub> : Lamme d'eau écoulee en [mm].

**E)- Coefficient de variation (C<sub>v</sub>) :**

Pour le calcul du coefficient de variation C<sub>v</sub> et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

**➤ Formule de SOKOLOVSKY :**

On a : 
$$C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots \text{III.38}$$

Avec : 
$$a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots \text{III.39}$$

M<sub>0</sub> : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

**➤ Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :**

On a : 
$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots \text{III.40}$$

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

**➤ Formule de L'ANTONOV :**

On a : 
$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots \text{III.41}$$

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

Les résultats des caractéristiques d'écoulement sont représentés dans le tableau ci-dessous.

SB	S (Km <sup>2</sup> )	A <sub>0</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Me (L/S)	M <sub>0</sub> (L/S/Km <sup>2</sup> )	Le (mm)	Ce	Cv		
							F-SOKO	F-OURK	F-ANTO
SB	3.19	0.219	6.32	2.17	68.53	0.14	0.64	0.77	0.358

Tableau III. 17 : Les caractéristiques de l'écoulement

❖ **Commentaire :**

On prend les valeurs de la formule de SOKOLOVSKY parce qu'ils sont proches à la valeur moyenne des formules empiriques.

**III.4.2 Evaluation des apports solides :**

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

➤ **Formule de TIXERONT :**

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

$$E_s = a.L_e^{0.15} \dots\dots\dots \text{III.42}$$

Où : ES : taux d'abrasion (t/km<sup>2</sup>/an).

Le : lame d'eau ruisselée en (mm).

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain (a = 350 perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments γ=1.4 T/m<sup>3</sup>.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots \text{III.43}$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau ci dessous

SB	S (km <sup>2</sup> )	Le (mm)	Es (T/Km <sup>2</sup> /an)	Vs (m <sup>3</sup> /ans)
SB	3.19	68.53	659.9	1503.5

Tableau III. 18: Les apports solides

**III.5 Etude de crues :**

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par de nombreuses

variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie etc.

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. du aux variations des conditions et des données. Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

#### **A)-Méthodes historiques :**

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé)

#### **B)-Méthodes empiriques :**

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....

#### **C)-Courbes enveloppes :**

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier, Chaumont...).

#### **D)-Méthodes probabilistes :**

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..).

Méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

#### **E)-Méthodes déterministes :**

Modélisent fondamentalement le processus pluie - écoulement du bassin et elle ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

#### **F)-Méthode de l'hydrogramme unitaire :**

Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman).

### III.5.1 Application sur les bassins versants :

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques : Mallet – Gauthier, Giandotti, et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

#### ➤ Formule de Mallet – Gauthier :

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots \text{III.44}$$

Avec :

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

$\bar{H}$  : Précipitation moyenne interannuelle en m.

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

L : Longueur du talweg principale en Km.

T : Période de retour.

#### ➤ Formule de Sokolovsky :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\%, t_c} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots \text{III.45}$$

$\alpha_{p\%}$  : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{p\%, t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{p\%, t_c}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots \text{III.46}$$

D'où :

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

f : Coefficient de forme de la crue.

T<sub>c</sub> : Temps de concentration du bassin versant en h.

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

H<sub>0</sub> : la perte d'eau initial (H<sub>0</sub>=7mm).

0.28 : coefficient de changement d'unité. Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots \text{III.47}$$

Pour :

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

Des petits bassins non boisé et sol peu perméable, on a :  $\gamma = 2 \div 2.5$  bassin boisé et sol perméable, on a :  $\gamma = 3 \div 4$  Sachant que nos deux bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km<sup>2</sup> on prend  $\gamma = 2$ , alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

❖ **Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :**

Fréquence %	1	2	5	10	20
Période de retour	100	50	20	10	5
$\alpha p\%$ : BV oued merzoug	0.414	0.391	0.354	0.321	0.279

Tableau III. 19 : Valeur de coefficient de ruissellement c

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km<sup>2</sup> on prend  $\gamma = 2$  alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

➤ **Formule de Giandotti :**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C*S*\sqrt{H_{moy}-H_{min}}}{4\sqrt{S}+1.5*L} \dots\dots\dots \text{III.48}$$

Avec :

C : coefficient topographique varie de 66 à 166 et on prend C = 160.

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

L : Longueur du talweg principal en Km ;

h moy : Altitude moyenne en m ;

h min : Altitude minimale en m ;

Ptc : pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration en(m)

Les débits de crues des bassins versants calculés par les différentes formules sont représentés dans le tableaux suivant :



Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Sokolovsky	Formule de Giandotti
an	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)
100	13.551	12.325	19.085
50	12.554	10.146	17.067
20	11.099	7.403	14.383
10	9.858	5.487	12.366
5	8.435	3.68	10.287

Tableau III. 20 : Les débits de crues des bassins versants

### ❖ Discussion des résultats :

Les valeurs du débit obtenu en utilisant la formule de Giandotti sont fort au autres formules pour les différentes périodes de retour. En plus, on remarque que la formule de Sokolovski donne de faibles valeurs de débits.

On prend les valeurs de la formule Giandotti le cas le plus défavorable.

Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule Giandotti de étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de Sokolovski qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

### III.5.2 Hydrogrammes des crues :

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovski qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques.

La montée de la crue :

$$Q_{\max} = Q_{\max p} \left[ \frac{t}{t_m} \right]^n \dots\dots\dots \text{III.49}$$

La décrue :

$$Q_{\max} = Q_{\max p} \left[ \frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \dots\dots\dots \text{III.50}$$

Avec :

$t_m$  : temps de montée de la crue.

$t_d$  : temps de la décrue.

$m, n$  : puissance des équations  $m = 2, n = 3$ .

$t_m = t_c$  et  $t_d = \gamma \cdot t_c$  ; On prend  $\gamma = 2$ .

Les débits de crues des différentes périodes de retour de de bassin versant sont donnés aux tableaux suivants ainsi que les Hydrogrammes correspondants.

T(h)	100	50	20	10	5
débit	19.09	17.07	14.38	12.37	10.29
0	0	0	0	0	0
0.2	0.51	0.46	0.39	0.33	0.28
0.4	2.05	1.83	1.55	1.33	1.11
0.8	8.21	7.34	6.18	5.32	4.42
1.22	19.09	17.07	14.38	12.37	10.29
1.44	1.314	1.18	0.99	0.85	0.71
1.88	0.231	0.21	0.17	0.15	0.12
2	0.112	0.1	0.08	0.07	0.06
2.2	0.018	0.02	0.01	0.01	0.01
2.44	0	0	0	0	0

Tableau III. 21 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour

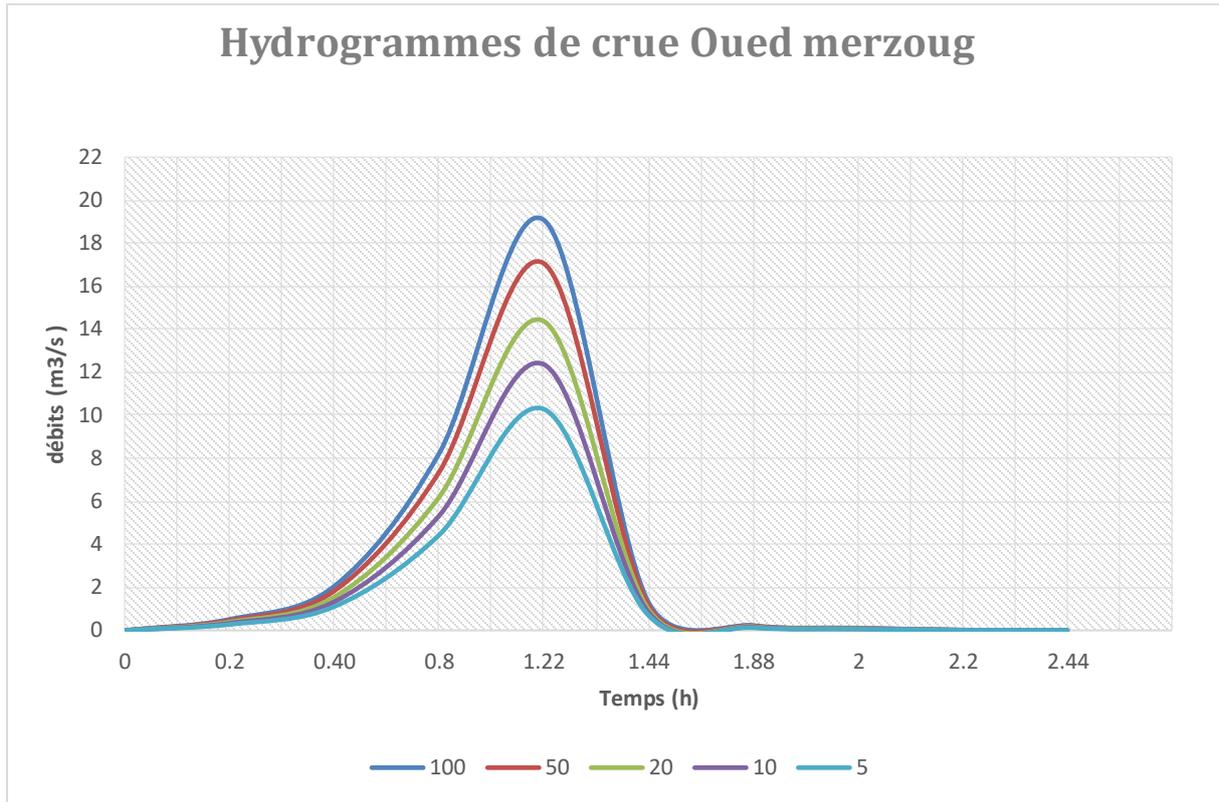


Figure III. 11 : Hydrogrammes des crues de bassin versant

### III.6 Conclusion :

Les hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant oued merzoug ont permis de dimensionner les ouvrages proposés pour protéger contre les inondations.

## **IV. CHAPITRE IV Diagnostic Des Etats Des lieu**

### IV.1 Introduction :

L'objectif principal de cette étude est de protéger le centre ville de cité oued merzoug Tipaza contre les crues.

Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles. Mais aussi, il faut que les solutions, soient réalisables au point de vue technique et économique. Aussi, bien adaptées avec le terrain et ces conditions principalement la topographique et la géologie.

### IV.2 Représentation des sites d'intervention :

L'étude de l'aménagement projeté dans le site qui concerne en particulier l'intervention dans l'oued merzoug , a pour objectif l'évacuation des eaux pluviales.et l'élimination des rejets des habitations au niveau de oued merzoug .

Oued merzoug (partie sud ) : cette oued qui traversé la ville avec une superficie du bassin versant (environ = 3.19 km<sup>2</sup>). c'est l'un des principaux cours d'eau qui traverse le chef-lieu de la ville de Tipasa, il prend départ au niveau du pôle universitaire pour cheminer jusqu'au point de rejet vers la mer au niveau du complexe touristique « MATARES ». localité est connue sous le nom de « Guarari » et est composée de deux groupements d'habitations que nous avons nommés « Guarari » 01, « Guarari » 02 et , tel qu'il est indiqué sur l'image satellite ci-dessous

Un autre rejet particulier des eaux usées sur la rive gauche de l'oued, il se trouve également au niveau du quartier les sinistrés (Hai El Menkoubine).

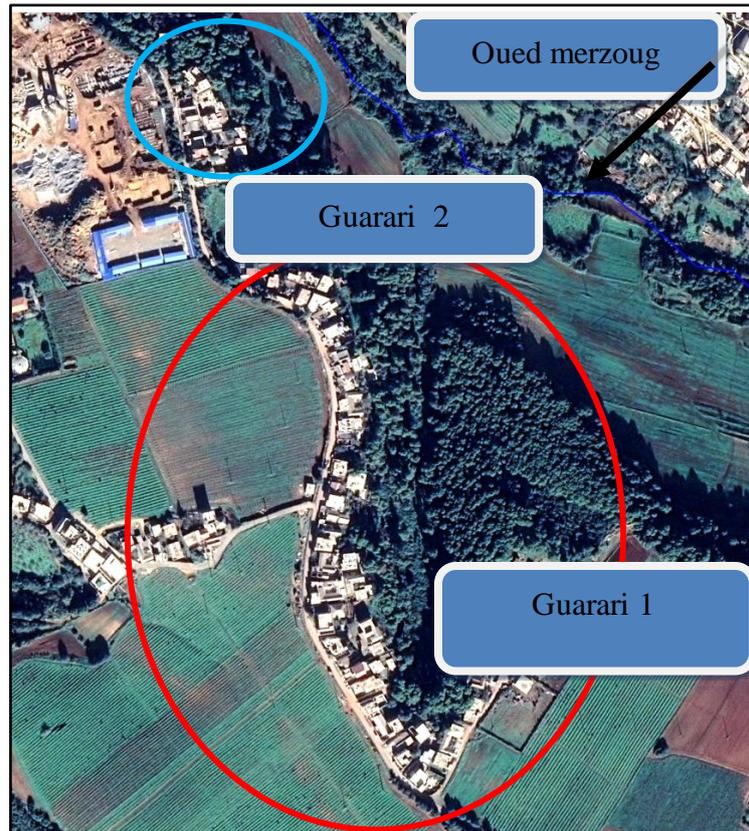


Figure IV. 1: Localité Guarari

### IV.3 Synthèse et diagnostic :

Dans le but d'élaborer une synthèse et un diagnostic rigoureux nous avons subdivisé les sites d'interventions probables en trois parties : partie amont de l'oued et la partie aval et la troisième concernant les différents rejets au milieu naturelle de l'oued

1-Partie amont oued merzoug : sur cette partie n'est pas aménagés en conséquence.

2- Partie aval oued merzoug : La partie de l'Oued qui se trouve en milieu urbain a été canalisé par une petite partie ancienne, l'objet de cette étude est de prolonger la canalisation de l'oued, pour éliminer les rejets des eaux usées. La section existante, elle est composée de deux ouvrages en béton armé, c'est un passage à niveau de l'oued.

La première section rectangulaire de dimensions intérieures Section 01 : (3,00 x 1,20) mxm et la deuxième section de forme carré de Section 02 : (1,20 x 1,20) mxm.

3- Rejets d'eaux usées sont apparus sur les berges de l'oued, le plus important de ces rejets, est une conduite D.N 600 mm P.V.C qui déchargées eaux usées vers milieu naturel (l'oued) et La majorité de ces rejets sont raccordés à des maisons individuelles, généralement en conduite d'assainissement PVC 160/200. La majeure partie de ces rejets se trouve sur la rive gauche de l'oued, on peut dire que chaque habitation a au moins un rejet sur l'Oued particulièrement au niveau du quartier dit « Les Sinistrés »

Au niveau localité est connue sous le nom de « Guarari »

Deux fossés sont raccordés les eaux usées du groupement d'habitation « Guarari 02 » et une petite partie de « Guarari 01 ». il a été constaté l'existence d'une fosse qui est entièrement enterrée et couverte par de la végétation très dense. Cette dernière est complètement dégradé, et elle déverse les eaux usées qui sont véhiculées par le fossé jusqu'au point de rejet sur Oued Merzoug.

#### **IV.4 Résultats :**

Conséquence directe de l'extension urbaine anarchique, Oued Merzoug se retrouve en milieu urbain sur une longueur de plus de 650,00 m.L, avec des habitations construites parfois sur les limites du lit mineur. Cette situation nécessite un aménagement hydraulique sur toute cette partie de l'Oued, afin d'éviter des scénarios d'inondations qui peuvent engendrés des pertes humaines et des dégâts matériels très importantes.

Les plus important sont ceux de la localité Guarari, ces rejets présentent des risques très élevés de M.T.H, d'où la nécessité de canalisés ses rejets et les raccordés au système d'assainissement existant de la ville.

Il est nécessaire de projeter un nouveau système d'assainissement dans toute la zone d'étude, afin de dévier les rejets des eaux usées et par conséquent, éliminer les rejets des eaux usées qui sont déversés dans la mer au niveau du complexe « Matares ».

#### **IV.5 Conclusion :**

Après l'analyse et le diagnostic de la situation actuelle de la zone d'étude et pour résoudre les différentes problèmes enregistrés , dans la ville.

Il est nécessaire de projeter un nouveau système d'assainissement dans toute la zone d'étude, afin de dévier les rejets des eaux usées et par conséquent, éliminer les rejets des eaux usées qui sont déversés dans la mer au niveau du complexe « Matares ». et limiter les débordements dans la ville par un aménagement hydraulique de protection de la ville contre les inondations

sur toute cette partie de l'oued.

## V. CHAPITER V Calcul Hydraulique

### V.1 Introduction :

Cette étape consiste en l'établissement d'un modèle du réseau réelle des cours d'eau qui s'approche le plus de la réalité et de évaluer les différentes débits rejeté par les habitations voisines, Afin de projeter un nouveau système d'assainissement dans toute la zone d'étude au but d'éliminer les rejets des eaux usées.

### V.2 Évolution de la population et estimation des débits

Le présent chapitre concerne les actions à entreprendre pour améliorer le fonctionnement du système d'assainissement de l'aire de l'étude.

Ces actions sous forme de propositions, ont été construites à partir des éléments constructifs suivants :

- La collecte des données de la zone d'étude.
- Résultats du diagnostic du réseau d'assainissement existant au niveau de la zone d'étude Oued Merzoug –Ville Tipaza.
- Réseaux d'assainissement existants aux alentours et points de raccordement possibles.
- Identification des sous bassins versants de l'aire de l'étude.

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contres pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs, ligne de partage des eaux,...etc.).

#### A)- Évolution de la population de la zone d'étude :

Sous Bassin	Nombre. de Maisons	Nombre. hab. / maison	Nombre. hab. total
Guarari 01	70	R+2 (7Hab Etage)	1470
Guarari 02	19		399
(sinistrés)	40		840
<b>TOTAL</b>	<b>129</b>		<b>2709</b>

Tableau V. 1 :Estimation de la population actuelle de oued merzoug –ville tipaza (pop 2018)

Le nombre total de la population concerné par le réseau d'assainissement d'Oued Merzoug 2019 est estimé à **2709 habitants**.

- ❖ La population est estimée à la base de la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots \mathbf{V.1}$$

Avec :

**P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon de calcul ;

**P<sub>0</sub>** : Population de référence (au dernier recensement ; 2018) ;

**T** : taux de croissance de la population considérée ; T= 2.5% (Source. APC Tipaza).

**n** : l'écart d'années entre les deux horizons (2018/ 2050) ; **n** = 32 ans

Dispersion	Population. 2019	Population. 2050
(Guarari 01)	1470	3240
(Guarari 02)	399	880
(sinistrés)	840	1852
TOTAL	2709	5825

Tableau V. 2 : Estimation de la population a l'horizon d'étude

### V.3 Origine et nature des eaux à évacuer :

#### V.3.1 Les eaux usées :

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

Dans notre cas cette zone est une zone d'habitations elle comporte que des habitations (guarari 1 -guarari 2 -les sinistrés ) et qui sont un peu dispersées (des maisons individuelles) .

### V.4 Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable.

#### V.4.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée est rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

#### V.4.2 Débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

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

Avec :

$$Q_{\text{dom moy},j} = K_r \times D \times N_{\text{hab}}/86400 \dots \dots \dots \mathbf{V.2}$$

- Q<sub>dom moy,j</sub> : débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N<sub>hab</sub> : nombre d’habitants à l’horizon d’étude (habitant).
- K<sub>r</sub> : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d’eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j.
- Le terme 1/86400 est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

**V.4.3 Débit de pointe :**

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

$$Q_{eu} = K_p \times Q_m \dots\dots\dots \mathbf{V.3}$$

K<sub>p</sub> : Coefficient de pointe

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{si, } Q_m \leq 2.8 \text{ on prend } K_p' = K_p,$$

$$\text{si, } Q_m > 2.8 \text{ l/s on prend } K_p' = 3.$$

Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Commune	Pop Proj 2050	Dotation	Qconsom (l/s)	Q <sub>m</sub> EU(l/s)	Q <sub>eq</sub>	Q <sub>tot</sub> (l/s)	K <sub>p</sub>	Q <sub>eu P</sub> (l/s)	Q <sub>eu P</sub> (M3/s)
Garari 01	3 240	150	5.62	4.50	0	4.50	2.68	15.06	0.015
Garari 02	879	150	1.53	1.22	0	1.22	3.00	4.58	0.005
Cité sinistré	1 851	150	3.21	2.57	0	2.57	3.00	9.64	0.010
Totale	5 970		10.36			8.29		29.3	0.029

Tableau V. 3 : Détermination des débits d’eaux usées de pointe pour chaque sous bassin

**V.5 Evaluation des débits d’eaux pluviales :**

Toute étude d’un réseau d’assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d’eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d’une durée de 15mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d’évacuation pour éviter les débordements (inondation) .Deux méthodes essentielles se présentent pour l’estimation des débits pluviaux :

- ✓ La méthode superficielle
- ✓ La méthode rationnelle

**V.5.1 Méthode rationnelle :**

C’est une méthode qui consiste à estimer le débit a partir d’un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n’est qu’en

1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS\*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface ( $\leq 10$  ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne «  $i$  » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie «  $A$  », caractérisée par un coefficient de ruissellement «  $Cr$  ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s) \dots\dots\dots \mathbf{V.5}$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (l/s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité de précipitation (l/s/ha)

$\alpha$  : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

### V.5.1.1 Les Hypothèses De La Méthode Rationnelle :

- ✓ Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :
- ✓ L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- ✓ Le débit de pointe  $Q_p$  en  $m^3/s$  de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité  $i.A$  ;
- ✓ L'intervalle de récurrence du débit de pointe  $Q_p$  est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $i$  ;
- ✓ En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

### V.5.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

### V.5.1.1 Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre la décharge. Pour évaluer le temps de concentration on a :

On considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations différents :  $t_1$ ,  $t_2$  et  $t_3$  :

$$t_1 = \frac{L}{60 \cdot v} : \text{C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)}$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} : \text{Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. (Min)}$$

Ou :

L : Longueur de la conduite (m).

v : Vitesse d'écoulement de l'eau des la conduite. (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration «  $t_c$  (min) » est donné par la relation suivante :

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration «  $t_c$  (min) » est donné par la relation suivante :

$$T_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \dots\dots\dots \mathbf{V.6}$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).

- I : pente moyenne du chemin parcouru (%)

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).

- I : pente moyenne du chemin parcouru (%)

### V.5.2 Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par M. CAQUOT en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C_r^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots \mathbf{V.7}$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f=90%. (m<sup>3</sup>/s)

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré. (m/m).

C<sub>r</sub> : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré.(ha).

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} . a(f)}{6.6} \dots\dots\dots \mathbf{V.8}$$

$$v = -0,41b(f) \dots\dots\dots \mathbf{V.9}$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots \mathbf{V.10}$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots \mathbf{V.11}$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots \mathbf{V.12}$$

Ou :

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f. t = 15 min. f = 90 %.

La pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{tnam} - C_{tnav}}{L} \dots\dots\dots \mathbf{V.13}$$

Cam : cote amont du collecteur (m) ;

Cav : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{eq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \dots\dots\dots \mathbf{V.14}$$

Li : distance partielle du tronçon i ;

li : pente du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{eq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \dots\dots\dots \mathbf{V.15}$$

li : pente du tronçon i ;

Qi : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

❖ **Remarque :**

La valeur du débit  $Q_{(f)}$  donnée par l'expression **V.7** correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \dots\dots\dots \mathbf{V.16}$$

Avec :

m : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left(\frac{M}{2}\right)^b \dots\dots\dots \mathbf{V.17}$$

Et

M : coefficient d'allongement  $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m<sup>2</sup>)

### V.5.2.1 Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- ✓ une superficie totale < 200 ha
- ✓ la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- ✓ le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1)
- ✓ le coefficient d'allongement (0.8 < M < 2)

### V.5.3 Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération:

Nous avons choisi la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins ; des superficies inférieures à 10 ha.

### V.5.3.1 Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée t = 15 min = 0.25 h et une période de retour T = 10 ans, pour des raisons technico-économiques et de sécurité .D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-10, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 58.89 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{58.89 \times 10000}{3600} = 163.59 \text{ L/s/ha}$$

Avec :  $\frac{10000}{3600}$  est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient «  $\alpha$  » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient «  $\alpha$  » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

bassin	a (ha)	i l/s	$\alpha$	cr	q l/s	q eau usées	q totale
Guarari 1	2.978	163.6	1	0.7	340.95	15.06	356.0
zone transit Guarari1 vers Guarari 2	0.038	163.6	1	0.7	4.40	0	4.4
Guarari 2	0.624	163.6	1	0.7	71.41	4.58	75.99
zone transit 2	0.080	163.6	1	0.7	9.19	0	9.19
sinistré	0.948	163.6	1	0.7	108.55	9.64	118.19
collecteur rejet vers regard existants	0.122	163.6	1	0.7	14.01	0	14.01

Tableau V. 4: Débits totaux pluviales évacuées

### V.5.3.2 Evaluation du débit cumulé de chaque tronçon :

On calcule le débit spécifique de chaque sous bassin par la relation suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{tsb}}{L_{sb}}$$

Avec :  $Q_{sp}$  : débit spécifique du sous bassin (l/s/ml)

$Q_{tsb}$  : débit totale du sous bassin (l/s).

$L_{sb}$  : longueur totale des collecteurs du sous bassin (m).

On calcule le débit de chaque tronçon comme suite :

$Q_i = Q_{sp} * L_i + Q_{arrivé}$  du tronçon précédent

Les résultats de calcul sont reportés dans l'annexe.

## Partie écoulement cours d'eau oued :

### V.6- Généralités Sur Les Ecoulements :

#### V.6-1 Les écoulements :

##### A)-Ecoulement à surface libre :

Est défini comme un écoulement de liquide, avec une surface qui est en contact, avec l'air libre est 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.

##### B)- Ecoulement permanent :

Est défini lorsque ces paramètres : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. C'est -à-dire

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad \dots\dots\dots \mathbf{V.18}$$

##### C)-Ecoulement non permanent :

Est défini lorsque ces paramètres : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est -à-dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad \dots\dots\dots \mathbf{V.19}$$

##### D)-Ecoulement uniforme :

Est défini lorsque ces paramètres : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est-à-dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad \dots\dots\dots \mathbf{V.20}$$

##### E)- Ecoulement non uniforme :

Est défini lorsque ces paramètres : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est-à-dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad \dots\dots\dots \mathbf{V.21}$$

On distingue deux types :

- ✓ Ecoulement non uniforme graduellement varié : lorsque la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible typiquement si  $x$  désigne une longueur d'écoulement et  $\Delta h$  une variation de hauteur, on a  $\frac{\Delta h}{x} \ll 1$ .
- ✓ Ecoulement non uniforme rapidement varié : lorsque la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante.

### V.6.2 Régime D'écoulement :

L'écoulement d'un fluide engendre les forces d'inertie, de gravité et de frottement. Les équations réduites du mouvement font intervenir des coefficients ou des nombres adimensionnels suivants :

- Le nombre de Froude : est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inertie.

- Le nombre de Reynolds : est le rapport entre les forces de frottement et les force d'inertie.
- La rugosité relative : est le rapport entre la hauteur de la rugosité et une longueur caractéristique.

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

- ❖ Ecoulement laminaire  $Re < 500$ .
- ❖ Ecoulement transitoire  $500 < Re < 2000$ .
- ❖ Ecoulement turbulent  $Re > 2000$ .

Dans la pratique on rencontre en générale que des écoulements turbulents, souvent rugueux.

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

- ✓ Ecoulement fluvial :  $Fr < 1$  Avec  $Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$  ..... **V.22**
- ✓ Ecoulement torrentiel :  $Fr > 1$
- ✓ Ecoulement critique :  $Fr = 1$

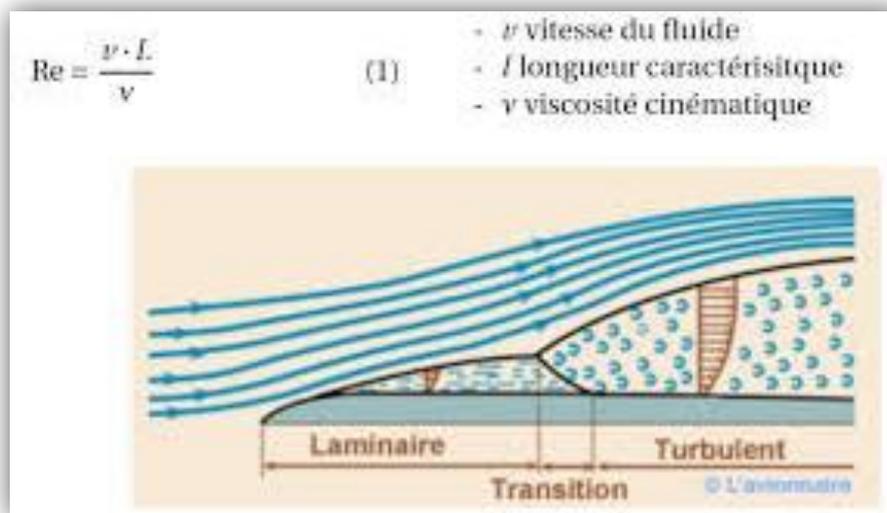


Figure V. 1 : Les régimes d'écoulement

Dans la pratique on ne rencontre des trois types d'écoulements.

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent quatre régimes d'écoulement :

- ✓ Fluvial-Laminaire :  $Fr < 1, Re < 500$
- ✓ Fluvial-Turbulent :  $Fr < 1, Re > 2000$
- ✓ Torrentiel-Laminaire :  $Fr < 1, Re < 500$
- ✓ Torrentiel-Turbulent :  $Fr > 1, Re > 2000$

Finalement, un écoulement uniforme ou variant graduellement peut être caractérisé selon son régime : fluvial, critique ou torrentiel.

### V.6.3 Simulation de l'écoulement sur HEC-RAS :

Nous allons à présent mener une étude plus locale sur l'inondabilité des zones à risques. La simulation sera donc lancée sur le logiciel HEC-RAS, dans lequel on fait entrer la géométrie de l'oued sous forme de profils en travers.

#### V.6.3 .1 Présentation de logiciel HEC-RAS :

C'est un logiciel de modélisation monodimensionnel qui a été développé par les US Army Corps of Engineers. HEC-RAS signifie Hydrologic Engineering Center – River Analysis System, soit Centre d'ingénierie en hydrologie – système d'étude des rivières. Il permet de faire des simulations en régimes permanent et transitoire d'une rivière. Il permet aussi de faire une simulation avec des maillages entre les rivières. Il consiste en général à déterminer la hauteur d'eau dans la rivière à chaque débit entrant et aussi quelques variables caractéristiques d'un écoulement fluvial, comme la charge, la vitesse de l'eau, ou autre. Enfin un écoulement monodimensionnel donne une valeur unique de chaque variable pour chaque profil en travers du modèle.

#### V.6.3.2 Méthode de calcul en régime permanent de HEC-RAS :

Le calcul de la hauteur d'eau se fait d'une section en travers à une autre à partir de l'équation d'énergie avec un processus itératif. L'équation de l'énergie est la suivante :  
Le calcul de la hauteur d'eau se fait d'une section en travers à une autre à partir de l'équation d'énergie avec un processus itératif. L'équation de l'énergie est la suivante :

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha \times V_2^2}{2 \times g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha \times V_1^2}{2 \times g} + h_e \dots \dots \dots \mathbf{V.23}$$

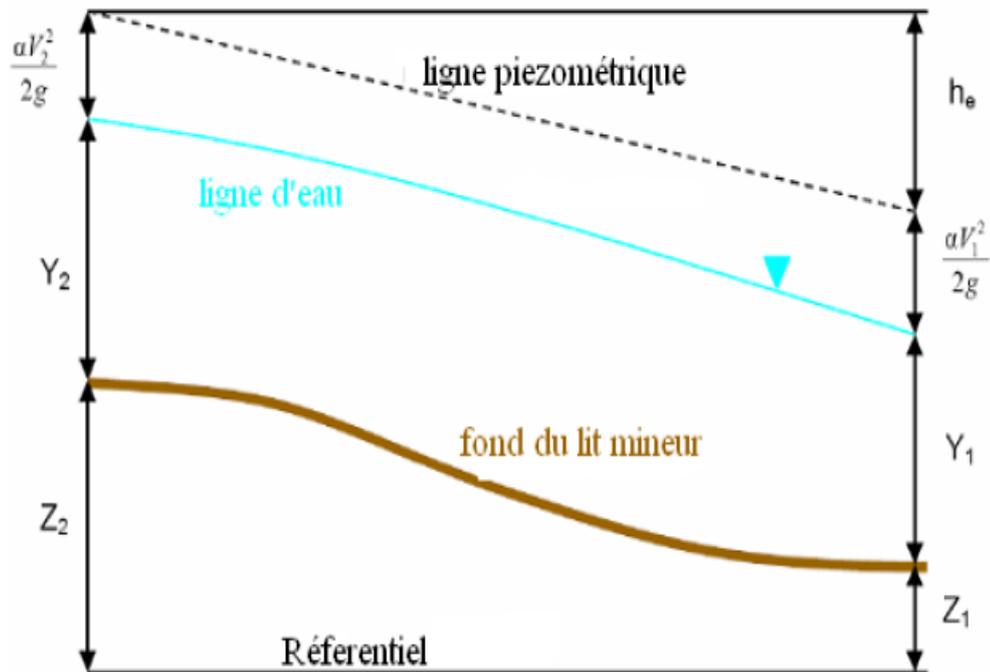


Figure V. 2 : Représentation des termes de l'équation d'énergie

Avec :

$Y_1$  et  $Y_2$ , les hauteurs d'eau au niveau des sections,

$Z_1$  et  $Z_2$ , les cotes du fond du lit des sections,

$V_1$  et  $V_2$ , les vitesses moyennes au niveau des sections,

$\alpha_1$  et  $\alpha_2$ , des coefficients de vitesse pour chaque section,

$h_e$ , les pertes de charge entre les sections 1 et 2.

Les pertes de charge sont évaluées à partir de la formule de Manning à laquelle sont ajoutées

Les pertes de charge liées à une contraction ou à une expansion du flux :

$$H_e = L \times S_f + C \times \left( \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} - \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} \right) \dots \dots \dots \mathbf{V.24}$$

Avec :

$L$ , la distance entre les deux sections,

$S_f$ , la pente de frottement entre les deux sections,

$C$ , le coefficient de contraction ou d'expansion.

### V.6.3.2 Construction du modèle :

La construction du modèle se fait en plusieurs étapes :

- La saisie de données géométriques La forme du cours d'eau profils en travers et rugosité de chaque section, distance entre les sections et les caractéristiques de chaque ouvrage...)
- La saisie des conditions initiales et des conditions aux limites (hauteur d'eau, profondeur critique... Le débit

### V.6.3.3 Modélisation de l'état actuel :

La modélisation de l'état actuel a été effectuée avec un débit de différentes périodes de retour (100 ans, 50 ans et 10 ans)

#### A)-Caractéristique des cours d'eau :

Longueurs (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
669.1	19.09

Tableau V. 5 : Caractéristique des cours d'eau

#### B)-Démarches De La Simulation :

Cette démarche se fait en quatre étapes :

- Modélisation de la rivière.
- Modélisation de l'écoulement.
- Mise en marche de la simulation.
- Visualisation des résultats et constatation.

#### C)-Résultats de la simulation :

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie (Voir tableau en annexe).

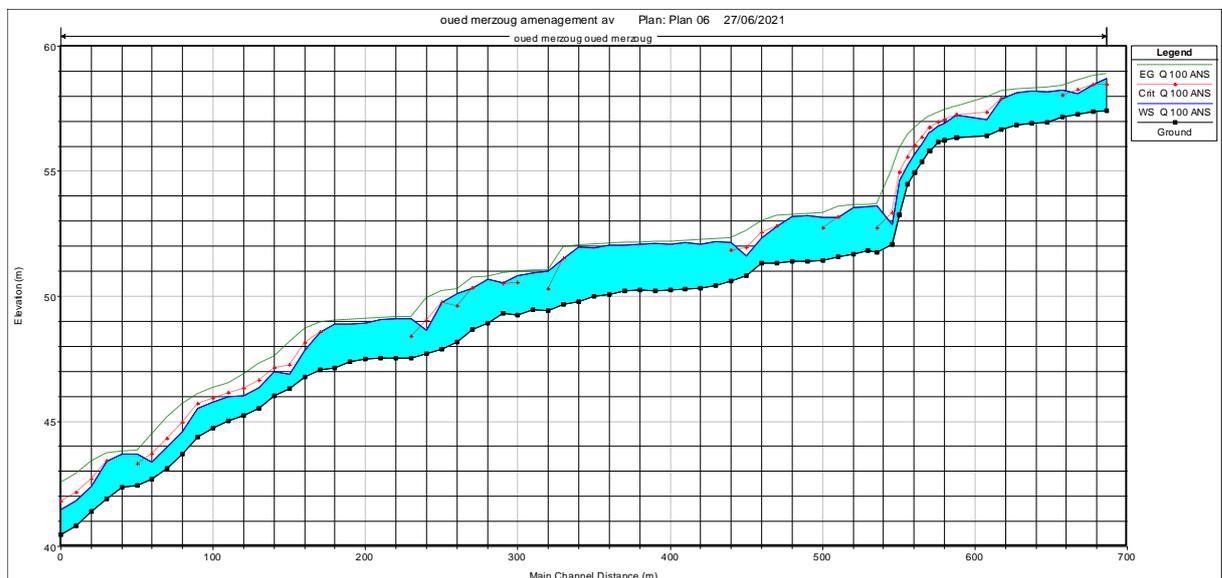


Figure V. 3 : profile en long avant aménagement

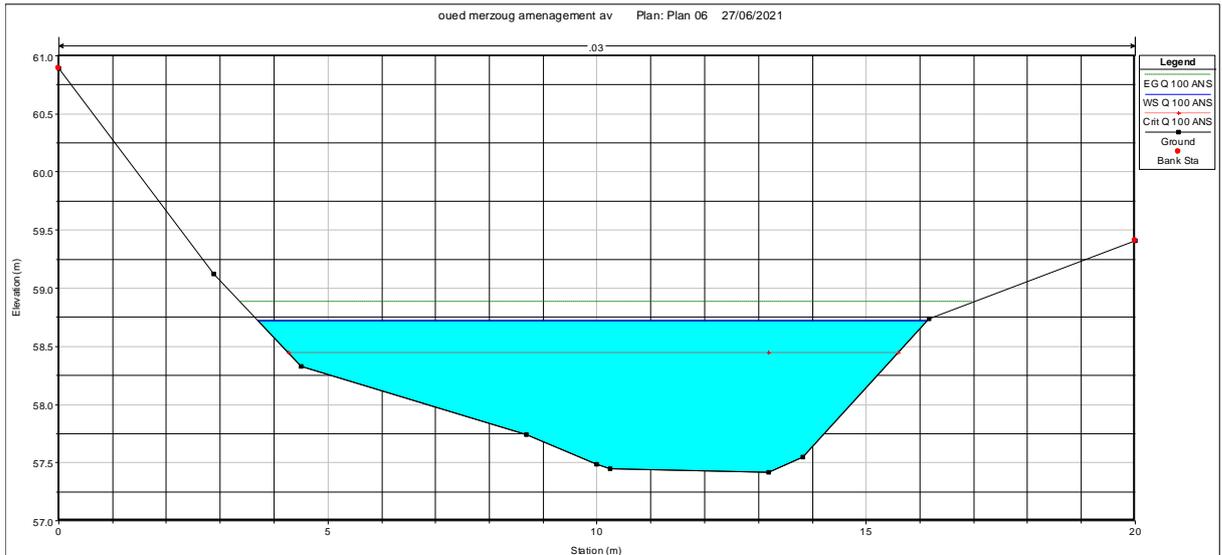


Figure V. 4 : Section En Travers St669

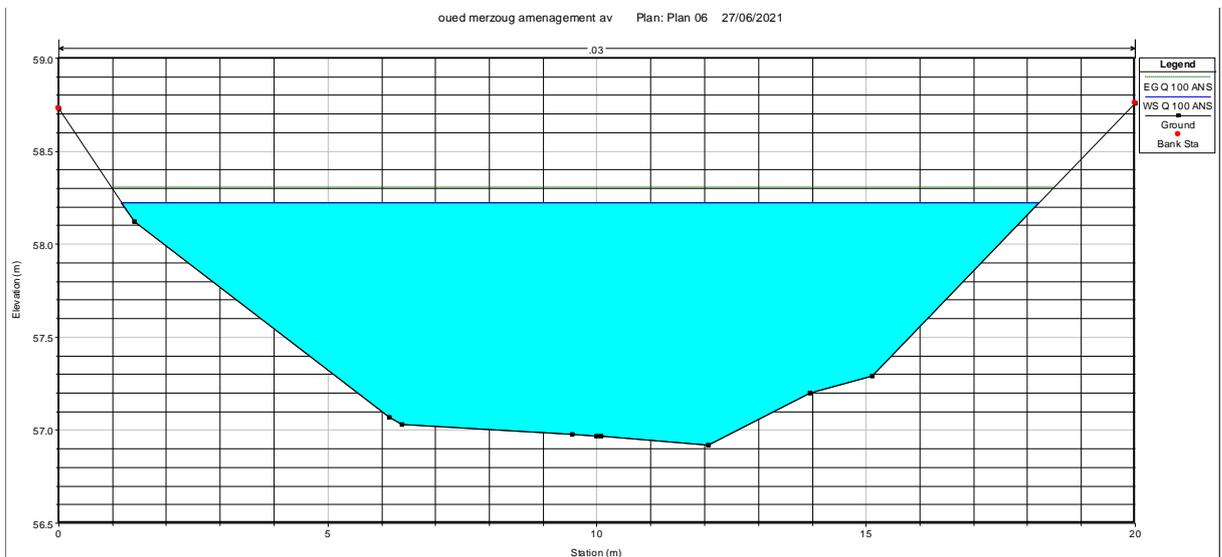
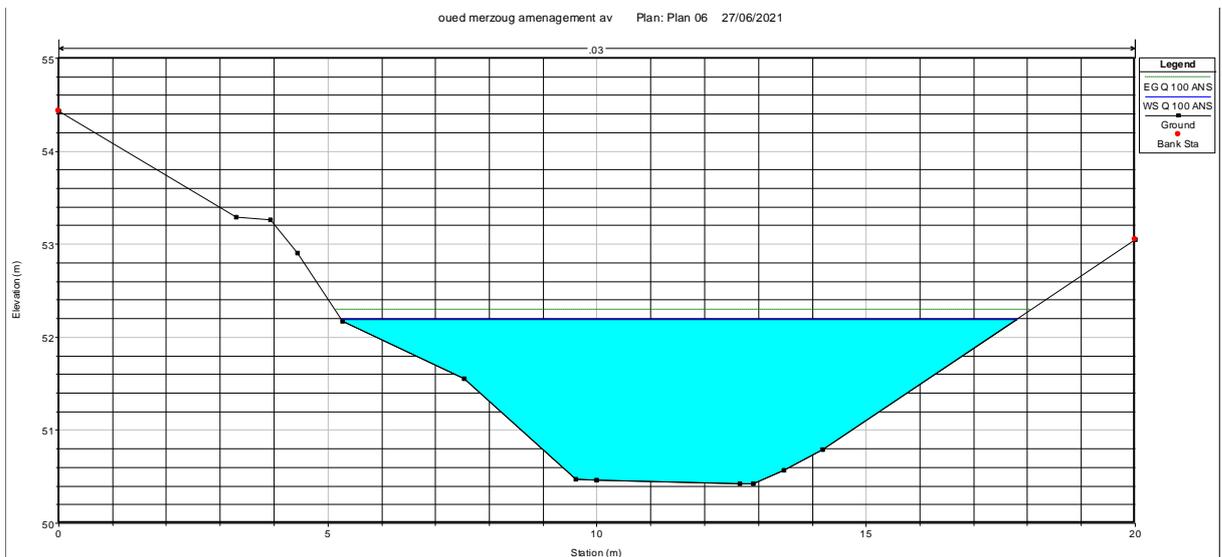
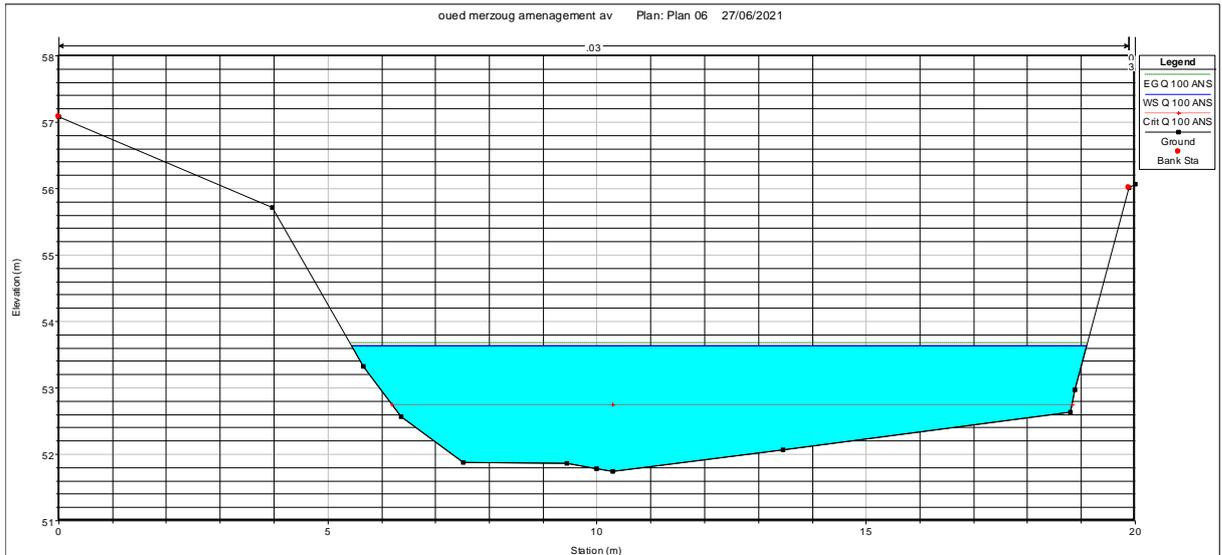


Figure V. 5 : Section En Travers St620



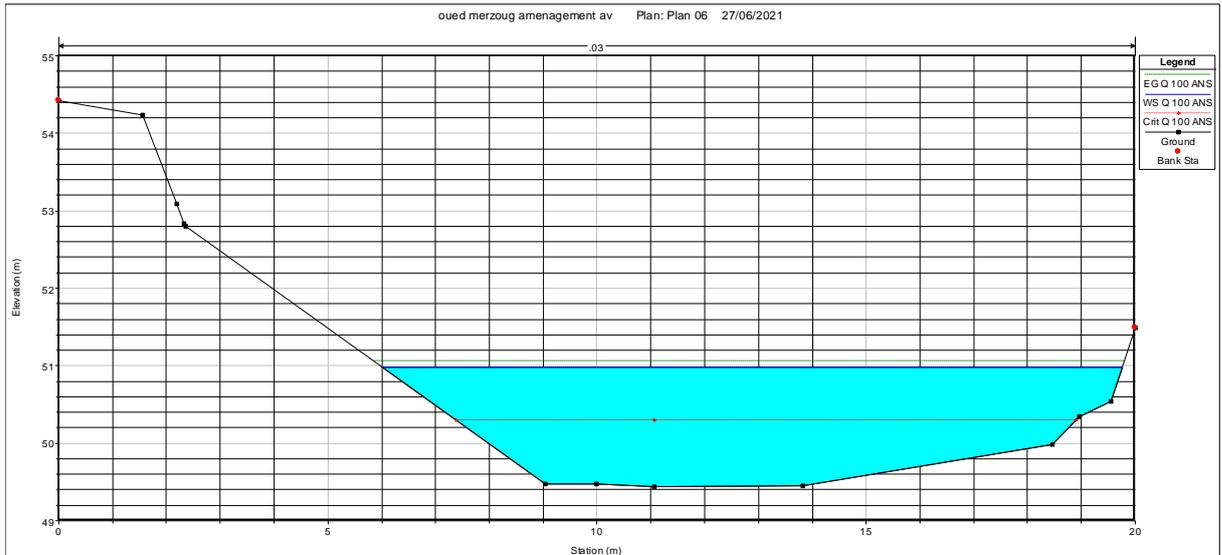


Figure V. 8 : Section En Travers St 320

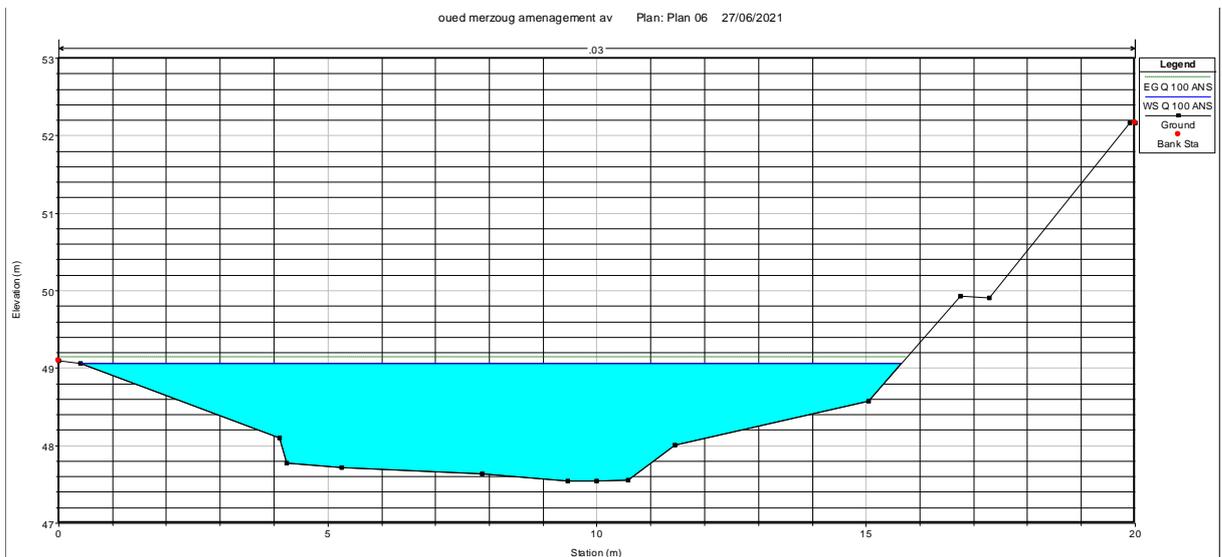


Figure V. 9 : Section En Travers St 210

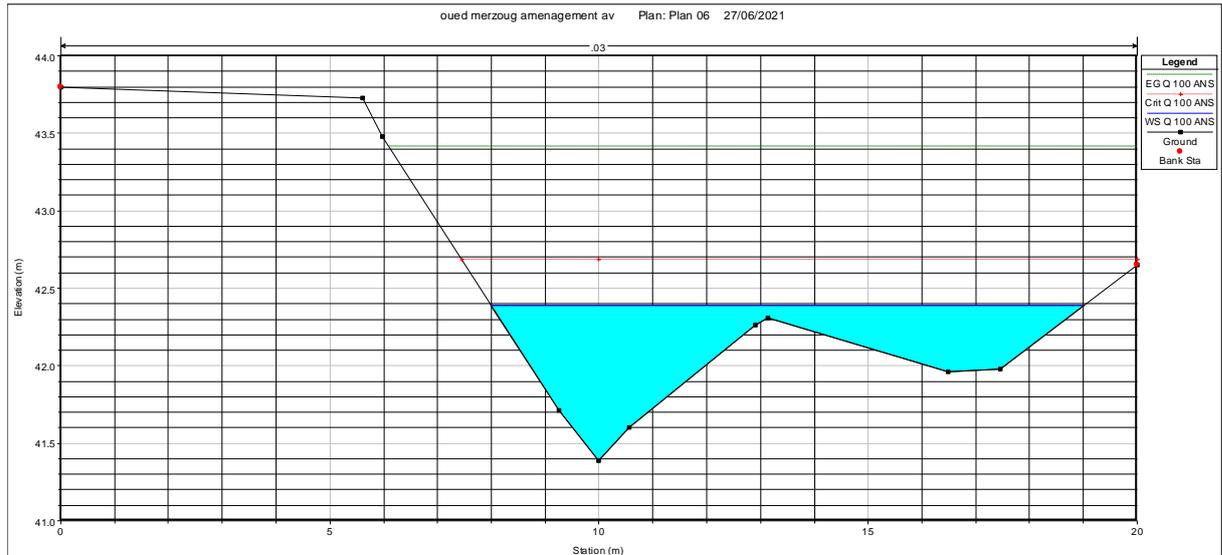


Figure V. 10 :Section En Travers St 20

### V.7 Délimitation des zones inondables :

La délimitation des zones inondables est faite à partir de la ligne d'eau du canal. Cette ligne représente le niveau d'eau au moment de crue exceptionnelle d'une période de retour de 100 ans. La projection de cette ligne sur le plan, nous permet de déterminer les limites de la hauteur d'eau et de la zone inondable.

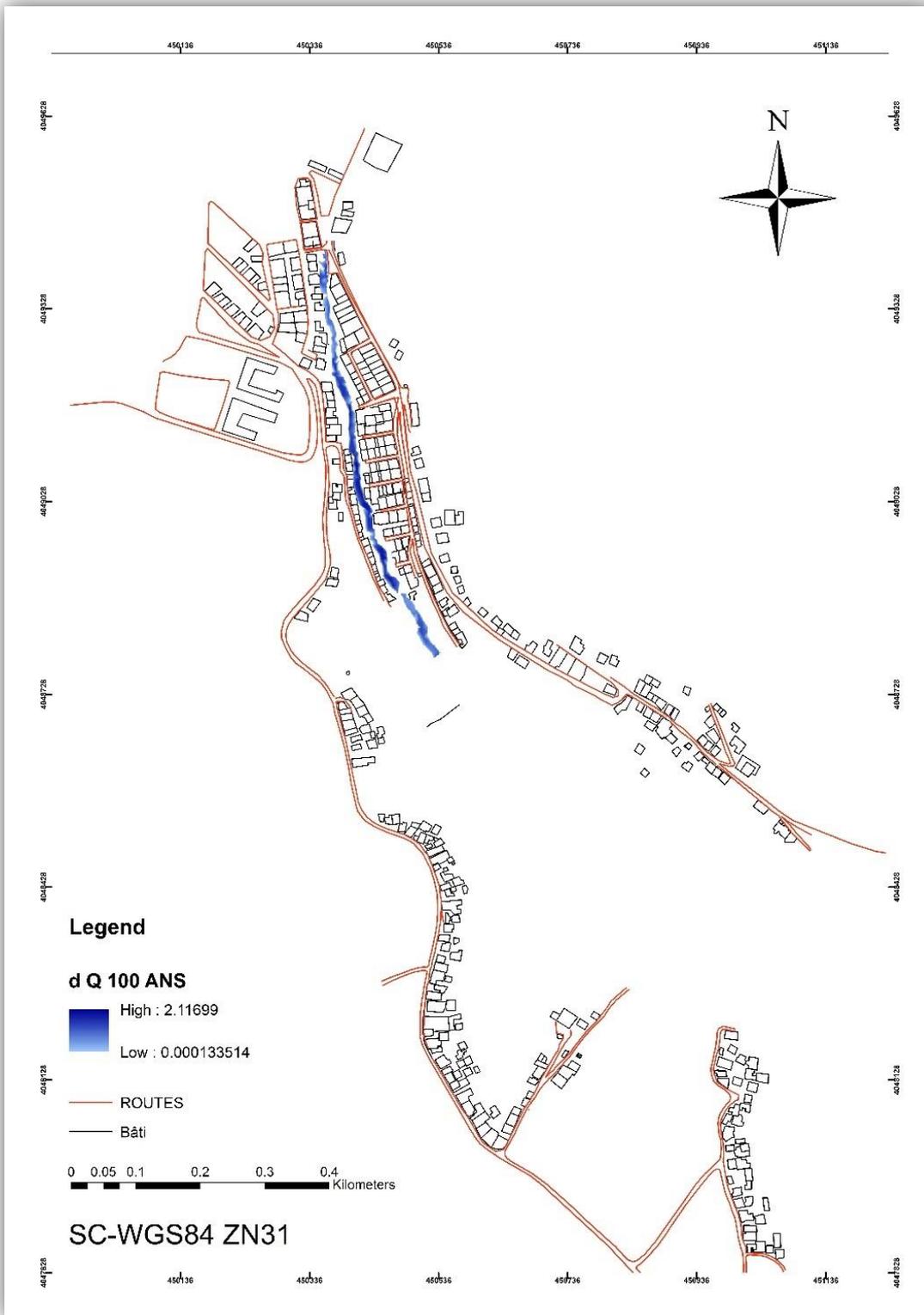


Figure V. 11 : carte des zones inondables de débit de crue centennial

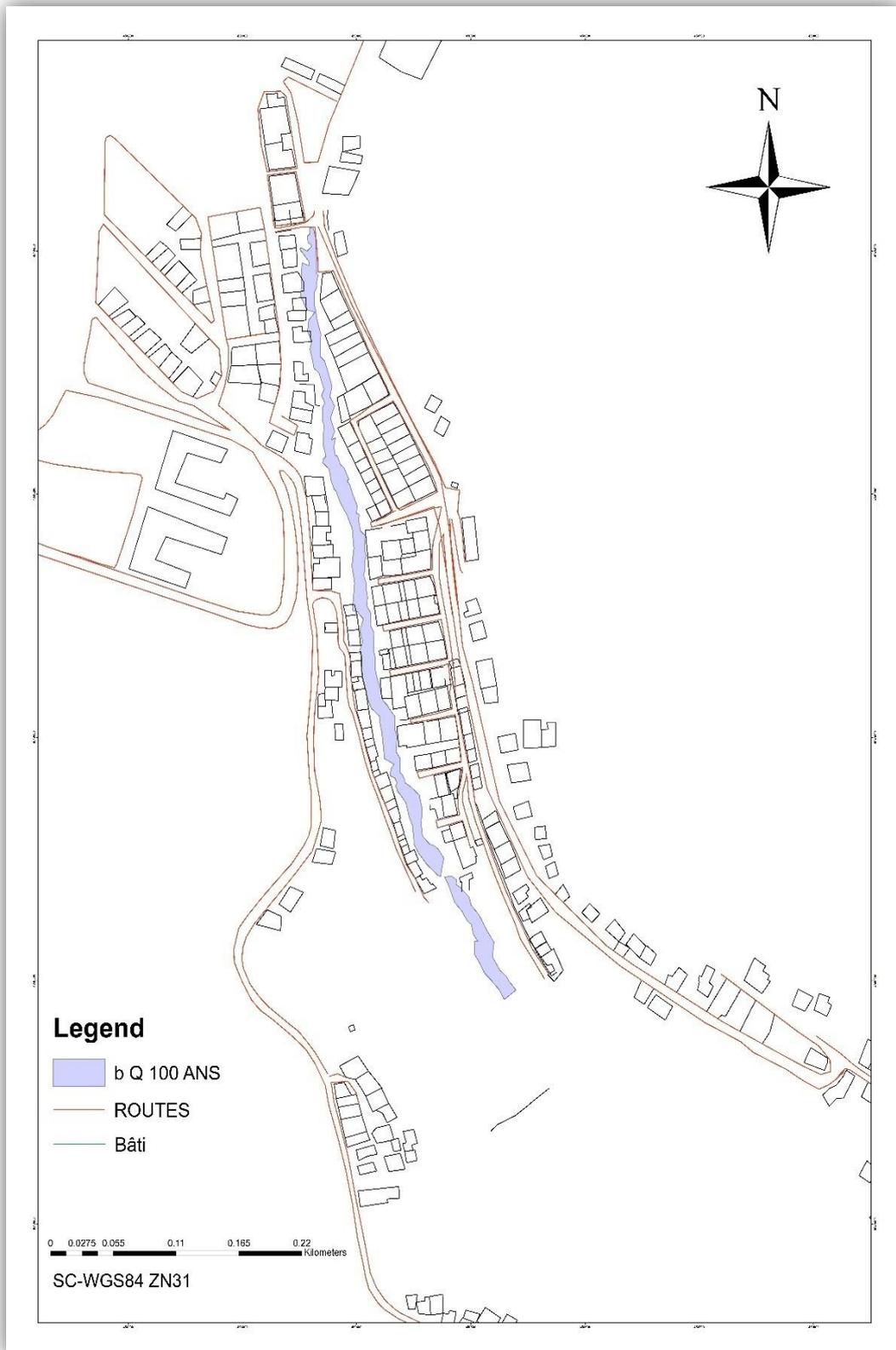


Figure V. 12 vulnérabilité au risque d'inondation sur plan urbain

**V.8 Conclusion :**

D'après le profil en long de la ligne d'eau et la figure V.3, on remarque qu'il y a une submersion très importante, ce qui veut dire que, notre zone d'étude est une zone inondable. Pour y remédier, on procède à une étude détaillée, dans le but de protéger contre les inondations.

## **VI. CHAPITRE VI Dimensionnement Des Ouvrages De Protection**

### VI.1 Introduction :

Les mesures structurelles visent à réaliser des aménagements sur les réseaux et le bassin versant pour diminuer les débordements ou protéger les zones à enjeux. Elles agissent sur l'aléa naturel au droit des lieux habités en l'état actuel du bassin versant. L'optimisation et le choix du schéma souhaitable d'aménagement, consiste à trouver le meilleur compromis entre impacts et contraintes présentes, afin de régler le problème d'inondation, sans pour autant projeter des solutions à un coût hors de propos ou bien qui auront des conséquences néfastes sur l'environnement du cours d'eau

### VI.2 Principes d'aménagements :

Afin de protéger les enjeux sensibles, trois types d'aménagement sont envisageables :

- ✓ mettre en œuvre d'un système d'assainissement qui collecte les débits des eaux drainées par l'Oued et de les canalisées dans un seul ouvrage.
- ✓ L'amélioration du routage du débit de crue, et la capacité d'écoulement des réseaux ;
- ✓ La maîtrise du ruissellement sur le bassin versant.
- ✓ mettre en œuvre d'un système d'assainissement : Une fois que la totalité des débits est déterminée, on passe au dimensionnement du réseau d'assainissement et à sa conception.

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- ✓ L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- ✓ Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait de manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

#### VI.2.1 Augmentation de la capacité du cours d'eau :

Les principes d'aménagement envisageables sont :

- ✓ **Rectification** : pour les cours d'eaux sinueuses ou méandriformes ont été artificiellement rectifiés sur longue distance, pour augmenter la débitante.
- ✓ **Recalibrage** : est l'un des types les plus fréquemment réalisé dans le monde. Ce type de travaux a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines. Il consiste à augmenter la débitante du lit mineur.
- ✓ **Dragage**.
- ✓ **Couverture de cours d'eau**.
- ✓ **Endiguement**.
- ✓ **Déplacement de cours d'eau** : certain cours d'eau ont été déplacé de leur position initial naturelle vers l'un ou l'autre côté du fond de vallée.

### VI.2.2 Description des variantes :

On propose deux variantes pour atteindre l'objectif de protection de notre zone et d'élimination des rejets

Ces deux schéma d'aménagement ont été élaboré à partir d'un principe commun, qui consiste à projeter une solution hydraulique, qui va éliminer tous les rejets des eaux usées vers l'Oued, tout en apportant un aménagement des berges de ce cours d'eau sur toute sa longueur au niveau des habitations des deux rives pour protéger ces populations de tous risque d'inondation.

#### A)-Variante n01 :

Pour la partie amont de l'oued on propose un canal en gabion étagé d'une sections rectangulaire de dimensions dégradées superposées l'une sur l'autre avec banquette sur les deux rives sur une longueurs de 80ml, près cette ouvrage en continue le cheminement par un autre gabion étagé avec une section rectangulaire sous forme d'une succession de chutes (05 chutes) en gabion sur une longueur de (40,00 m.L) dont le but est d'atténuer les vitesses et énergies de l'écoulement, ainsi que de rattraper les niveaux du profil en long du terrain naturel

A la fin de cette section de Gabionnage on adoptant le principe d'une canalisation totale de l'Oued sur toute sa longueur qui se trouve très proche des habitations (environs (550,00 m.L) par la projection d'un dalot en béton armé sur toute cette section de l'Oued .

A la fin de la section du dalot en béton armé de dimensions 3.00 x 2,00 (mxm) un autre ouvrage hydraulique est prévu, il s'agit d'un déversoir d'orage qui pourrait éliminer toutes les quantités des eaux usées qui seront rejetés sur l'Oued Merzoug à n'importe quel endroit de ce bassin versant et de les diriger vers le collecteur d'assainissement au droit du lavage (Route Radar). La conduite de décharge de ce DVO sera raccordée à la section existante (3,00 x 1,20 Et 1,20 x 1,20) mxm, au droit du lavage (Route Radar).

#### Variante 02 :

On garde le même principe de la variante 01 mais on propose de projeté un collecteur de rejet son départ au niveau de cité sistre vers un regard existant au nord de route radar

### VI.3 Choix de la variante :

D'après la description de chaque variante nous concluons que les deux variantes peuvent protéger la ville contre les crues de l'oued merzoug A donc l'aspect technique est vérifiées Pour les deux variantes, a cet effet, notre choix dépend de l'aspect économique et environnemental.

- ✓ Dun point de vue technique et pour assure un niveau maximale de sécurité et pour ne fabailer pas la structure de dalots par creusement surtout que il transit un débit important des eaux même l'approche de la partie aval aux habitants
- ✓ un aspect environnementale pour ne polluer pas les eaux de l'oued par des eaux usées en cas ou la réutilisation des ses eaux en irrigation et même pour .....complexe touristique.
- ✓ Et d'un autre cote si on utilise la première variante on est besoin d'une cheminée de dégazage pour les gaz formée par les eaux usées aux niveaux de dalots.

- ✓ Alors la variante sélectionnée pour protéger la ville contre l'inondation de l'oued merzoug c'est deuxième variante

## VI.4 Dimensionnement réseau et ouvrages de protection :

### VI.4.1 Dimensionnement réseau d'assainissement :

Conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma :

Principe de conception d'un système d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global :

- ✓ Les collecteurs : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :
  - ✓ Emplacements.
  - ✓ Profondeurs.
  - ✓ Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
  - ✓ Pentes.
- ✓ Les regards : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :
  - ✓ Emplacements.
  - ✓ Profondeurs.
  - ✓ Côtes.

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage.

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

- ✓ L'écoulement est uniforme à surface libre.
- ✓ La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- ✓ Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Qps » ; malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité

### VI.4.2 Mode de dimensionnement des canalisations :

#### A)- Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \dots\dots\dots \text{VI.1}$$

Avec :

Q : le débit capable de l'ouvrage (m<sup>3</sup>/s).

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

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \dots\dots\dots \text{VI.2}$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement (m/s).

C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

I : pente motrice de l'écoulement (m/m).

R<sub>h</sub> : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

Où :

S<sub>m</sub> : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m<sup>2</sup>)

P<sub>m</sub> : le périmètre mouillé (m).

### ➤ Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \dots\dots\dots \text{VI.4}$$

Avec :

K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots \text{VI.5}$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \dots\dots \text{VI.6}$$

### B)- Procédé de calcul :

1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[ \frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots \text{VI.7}$$

Avec:

D<sub>cal</sub> (m); Q (m<sup>3</sup>/s); I (m/m)

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « DN ».

4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique  $R_h = D_n/4$  ; on a :

$$v_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots \text{VI.8}$$

Avec :

$v_{ps}$  (m/s);  $D_n$  (m);  $I$  (m/m)

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = v_{ps} \times \frac{\pi \times D_n^2}{4} \dots\dots\dots \text{VI.9}$$

Avec :

$Q_{ps}$  (m<sup>3</sup>/s);  $v_{ps}$  (m/s);  $D_n$  (m)

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \dots\dots\dots \text{VI.11}$$

Avec :

$r_v$  : rapport des vitesses, données comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95,24 \cdot r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \dots\dots \text{VI.12}$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_n \dots\dots\dots \text{VI.13}$$

Avec :

$r_H$  : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \dots\dots \text{VI.14}$$

### ➤ Formule de BAZIN :

Le coefficient de Chézy est donné, à son tour, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots \text{VI.15}$$

Où :

$\gamma$  : un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

### VI.4.3 Les abaques de Bazin :

Les abaques, illustrés dans l'annexe, ont été établis à la base de la formule de Chézy-Bazin. Pour tenir compte de la nature de l'effluent, la nature de la canalisation et du type de joint ; le coefficient « K » de la formule de Manning-Strickler a été pris  $K = 100$ .

Ils sont construits pour le débit à pleine section avec  $R_h = D_n/4$ .

- L'abaque (1) est utilisé pour simplifier les calculs pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire (les canalisations circulaires) :
- Les nomogrammes (2-a) et (2-b) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage :
- Abaque 2-a : pour les ouvrages circulaires.
- Abaque 2-b : pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

#### ❖ Procédé de calcul :

1- A l'aide de l'abaque (1) :

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé «  $D_N$  », la vitesse à pleine section «  $v_{ps}$  » et le débit à pleine section «  $Q_{ps}$  » d'où on peut déterminer le rapport des débits «  $r_Q$  » en utilisant la relation **VI.10**

2- D'après l'abaque (2-a):

En connaissant le rapport des débits «  $r_Q$  », on peut tirer le rapport des vitesses «  $r_v$  » et le rapport des hauteurs «  $r_H$  » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement «  $v$  » et la hauteur de remplissage «  $H$  » par les relations **VI.11** et **VI.13**

#### VI.5 Conditions d'autocurage :

Un réseau d'assainissement doit être auto-cureur, pour éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

- 1- Pour un débit  $Q_{min} = \frac{1}{10} Q_{ps}$  la vitesse minimal doit être :  $V_{min} \geq 0.6$  m/s.
- 2- Pour  $Q_{min} = \frac{1}{100} Q_{ps}$  la vitesse minimal doit être :  $V_{min} \geq v \geq 0.3$  m/s.

#### VI.6 Normes d'écoulement et d'implantation :

- ✓ Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- ✓ Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'autocurage ; la pente minimale est de 0.5%.
- ✓ Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible, car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- ✓ La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- ✓ Les résultats de calcul dimensionnement sont reportés dans l'annexe.

## VI.7 Conclusion :

L'auto curage est vérifié pour  $\frac{Q_{ps}}{10}$  et le réseau fonctionne normalement en saison des pluies (pas de mise en charge).

## 2 - parties aménagement oued :

### A. Dimensionnement hydraulique et choix du type de l'ouvrage :

#### Introduction

Sur la base des résultats du traitement cartographiques et hydrologique, le dimensionnement hydraulique de la section du canal est basé sur la crue centennale Q100 ans.

#### Principes de calculs hydrauliques

Pour le dimensionnement du canal, il est nécessaire de recourir aux formules de l'hydraulique. On doit assurer un écoulement uniforme pour une section transversale et une pente choisie. Les écoulements à surface libre sont régis par la formule de continuité

$$Q = V * S \dots\dots\dots\text{VI.16}$$

Où :

- Q : débit, en m<sup>3</sup> /s ;
- V : vitesse d'écoulement, en m/s ;
- S : section du canal, en m ;

D'après Chézy :  $V = CVRi$

Le coefficient de Chézy C dépend de la nature des parois et du rayon hydraulique. Pour l'estimer, une des formules expérimentales les plus utilisées est celle de Manning-Strickler

$$C = K R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots\text{VI.17}$$

K : étant le coefficient de Strickler il dépend de la rugosité des parois du canal.

En partant de la formule de Chézy et du coefficient C donné ci-dessus, nous obtenons la très classique et très importante formule de Manning-Strickler :

- $V = K R^{\frac{2}{3}} i^{1/2}$
- $Q = K S_m R^{\frac{2}{3}} i^{1/2}$

Avec :  $Q = V / S$

Où :

- K coefficient de rugosité (ou de Strickler) du lit ;
- $S_m$  section mouillée, en m<sup>2</sup> ;
- $R_h$  rayon hydraulique, en m ;
- $P_m$  périmètre mouille en m ;
- i pente du tronçon du cours d'eau, en m/m.

## VI.8 Etude des aménagements :

### VI.8.1 Calcul d'un canal en gabion :

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courants sont  $1 \times 1$  et  $2 \times 1 \times 1$  mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

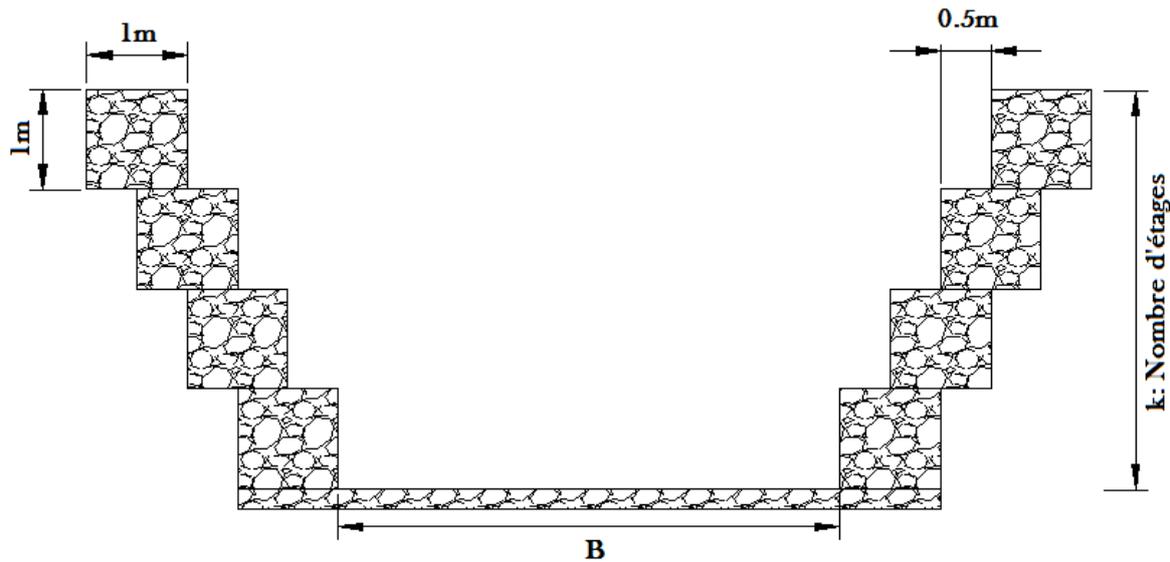


Figure VI. 1 : Coupe Transversale Section Gabion

### VI.8.2 Caractéristique géométrique de la section gabionnée :

Caractéristique	Section $S_m$ ( $m^2$ )	Périmètre $P_m$ (m)	Rayon hydraulique $R_h$ (m)
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1) + b.k$	$b + 3k - 1$	$\frac{0.5k(k-1) + b.k}{b + 3k - 1}$

Tableau VI. 1 : Géométrie Section Gabion

Avec :

K : nombre d'étages

B : base de canal

n : Coefficient de rugosité  $n=0.03$  pour gabion

On fixe la largeur de la base puis on calcule le nombre d'étage qui puisse évacuer le débit de crue.

#### ➤ Canal en gabion de la première partie :

Nombre d'étage	La base de canal b	Pente I (%)	Longueur (ml)
2	3.5	0.012	83

Tableau VI. 2 : Aménagement Gabion 1

➤ **Canal en gabion de la deuxième partie sous forme de successions de chutes :**

Nombre d'étage	La base de canal b	Pente I( %)	Longueur (ml)
2	3.5	0.015	40

Tableau VI. 3 : Aménagement Gabion 2

➤ **Dalot en béton armée :**

La base (m)	Hauteur (m)	Pente I(%)	Longueur (ml)	Coefficient de rugosité
3	2	0.015	546	0.014

Tableau VI. 4 : Aménagement Dalot

**VI.8.3 L'Avantage de réalisation d'un dalot :**

- ✓ Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- ✓ Possibilité d'étanchéité par joint élastomère.
- ✓ Pose sur chaussée, avec paroi supérieure affleurant le sol.
- ✓ Solution économique.

➤ **Ouvrages jonction et divergence :**

➤ **Ouvrage jonction de canal gabion 02 au dalot :**

$$L = 2.5 (B1 - B2)$$

Ou :

- B1 : largeur au plafond du bief amont (m), c'est la largeur maximale de chut en gabion.
- B2 : largeur au plafond de la section contrôle (m), c'est la largeur de Dalot.

B1 (m)	B2 (m)	Lcalculé (m)	Lmajoré (m)
5.5	3	5	5

Tableau VI. 5 :Ouvrage jonction

➤ **Ouvrage divergence de dalot et la section existante :**

A la fin de la section du dalot en béton armé de dimensions 3,00 x 2,00 (mxm) un autre ouvrage de jonction en béton armé (élargissement) de longueur est prévu pour collecter les débits des eaux drainées par l'Oued vers la section existante (3,00 x 1,20 Et 1,20 x 1,20) de la partie Aval au droit du lavage (Route Radar).

$$L = 2.5 (B1 - B2)$$

Ou :

- B1 : largeur au plafond du bief amont (m), c'est la largeur maximale de section d'arrivé.
- B2 : largeur au plafond de la section contrôle (m), c'est la largeur de Dalot

B1 (m)	B2 (m)	Lcalculé (m)	Lmajoré (m)
--------	--------	--------------	-------------

4.5	3	3.75	5
-----	---	------	---

Tableau VI. 6 :Ouvrage élargissement

**VI.8.4 Résultats de la simulation :**

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des sections aménagés selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie (Voir tableau en annexe).

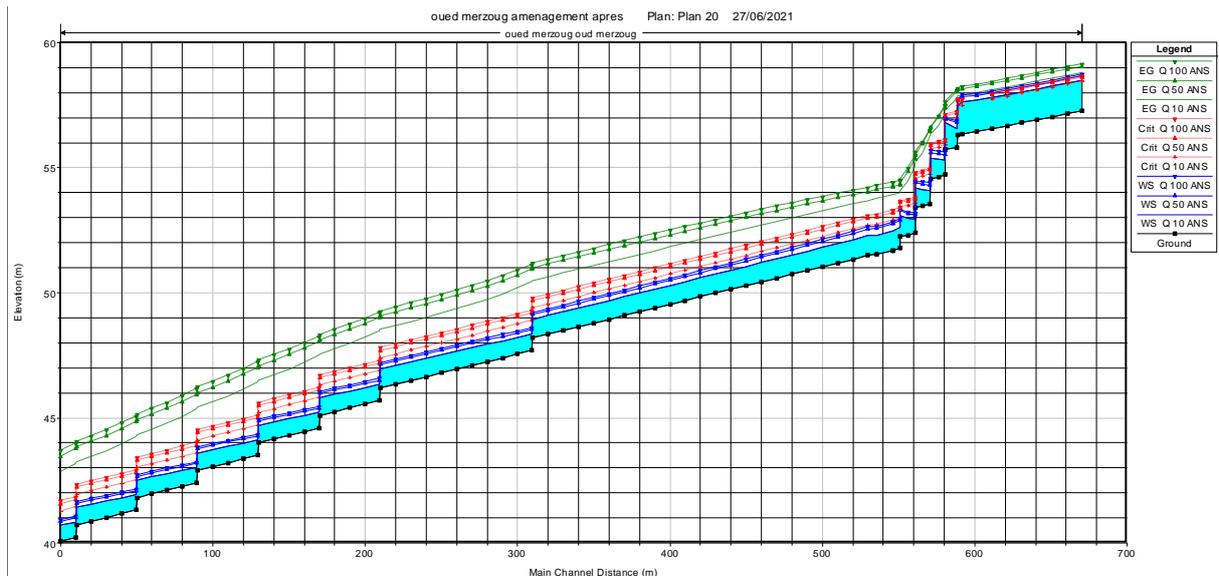


Figure VI. 2 : Profil En Long Apres Aménagement Pour Les Trois Crues

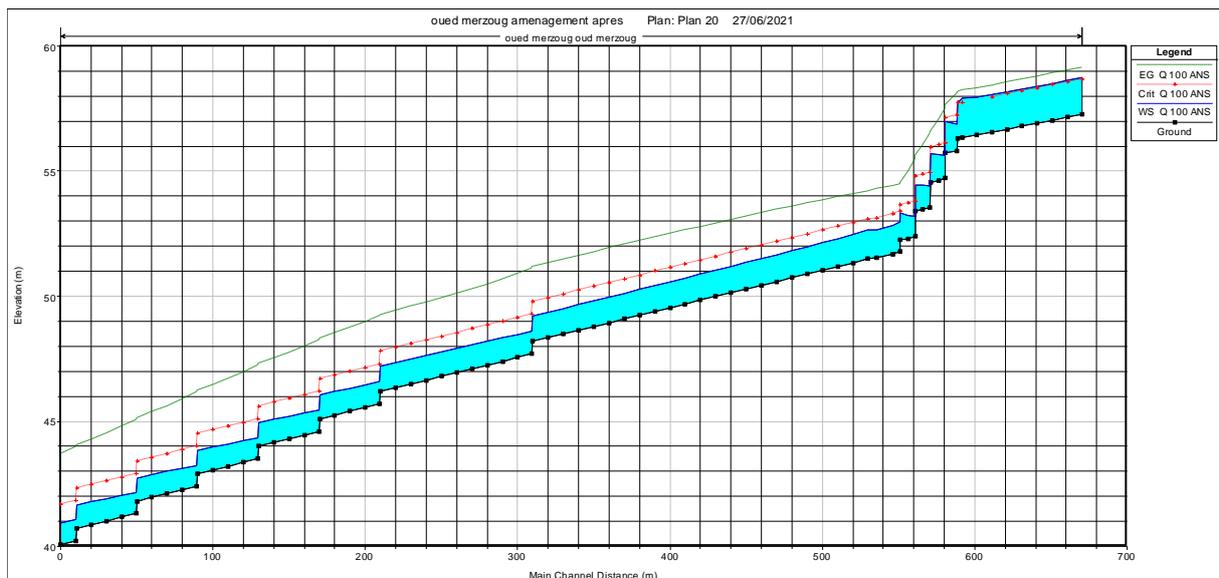


Figure VI. 3 : Profil En Long Apres Aménagement Pour Q=100ans

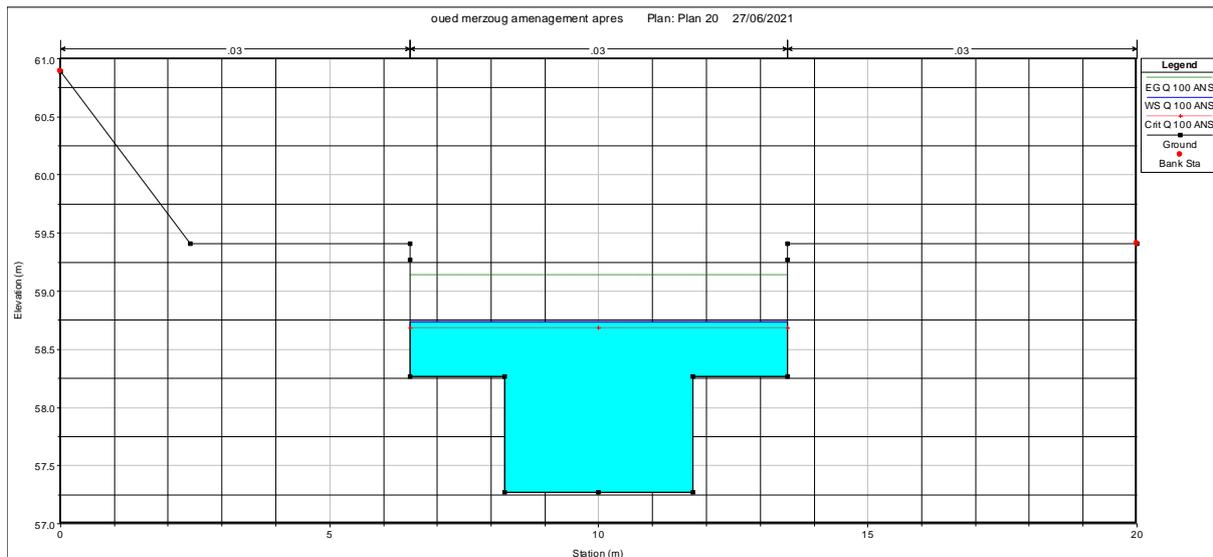


Figure VI. 4 : Section en travers canal en Gabion ST 669

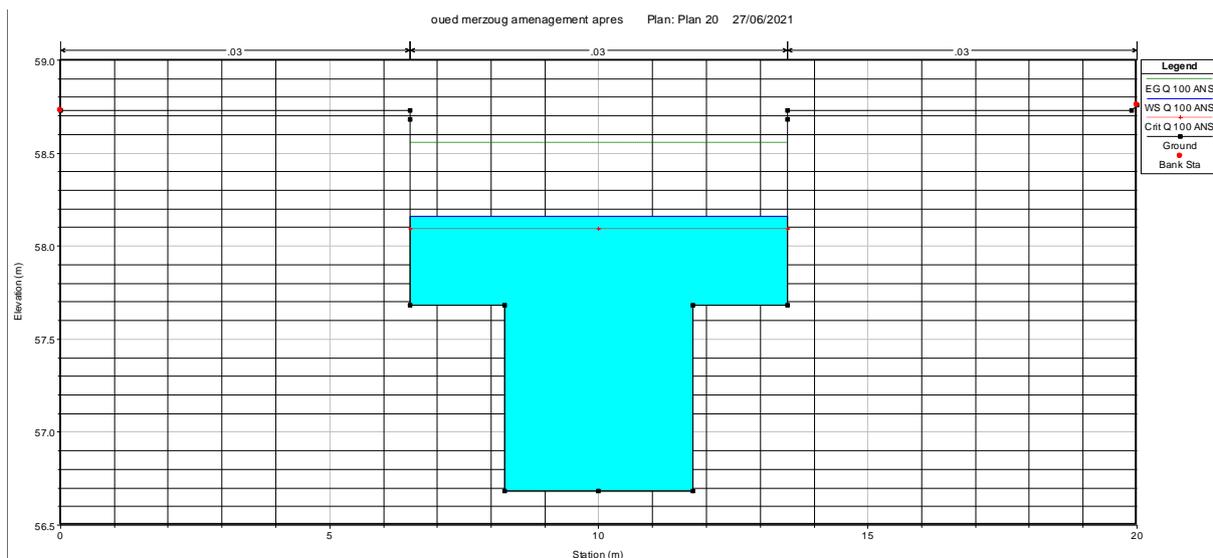


Figure VI. 5 : Section en travers canal en Gabion ST 620

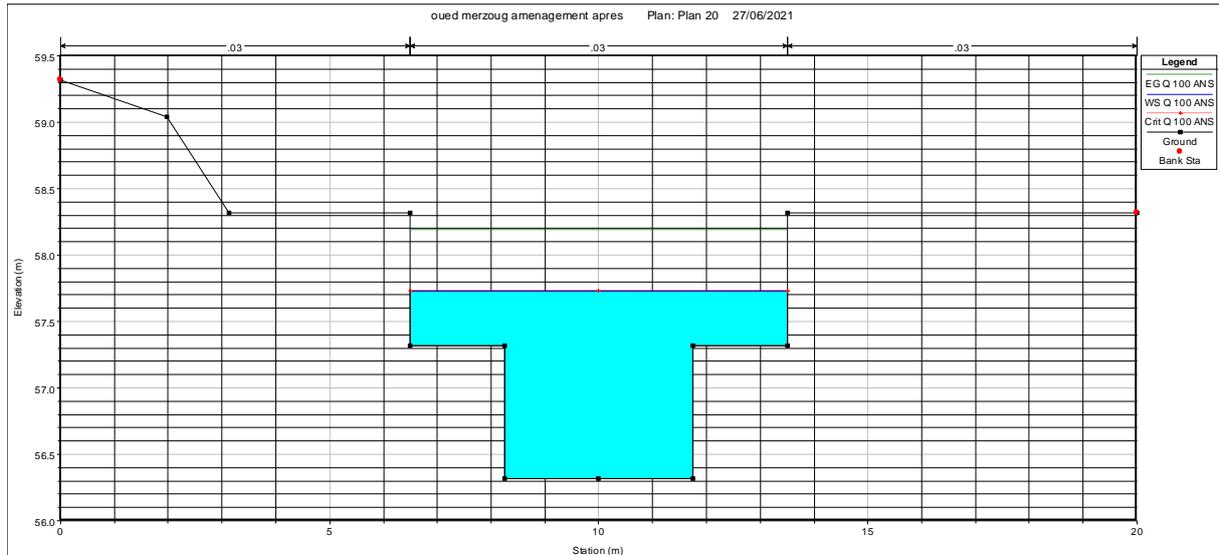


Figure VI. 6 : Section en travers canal en Gabion ST 587

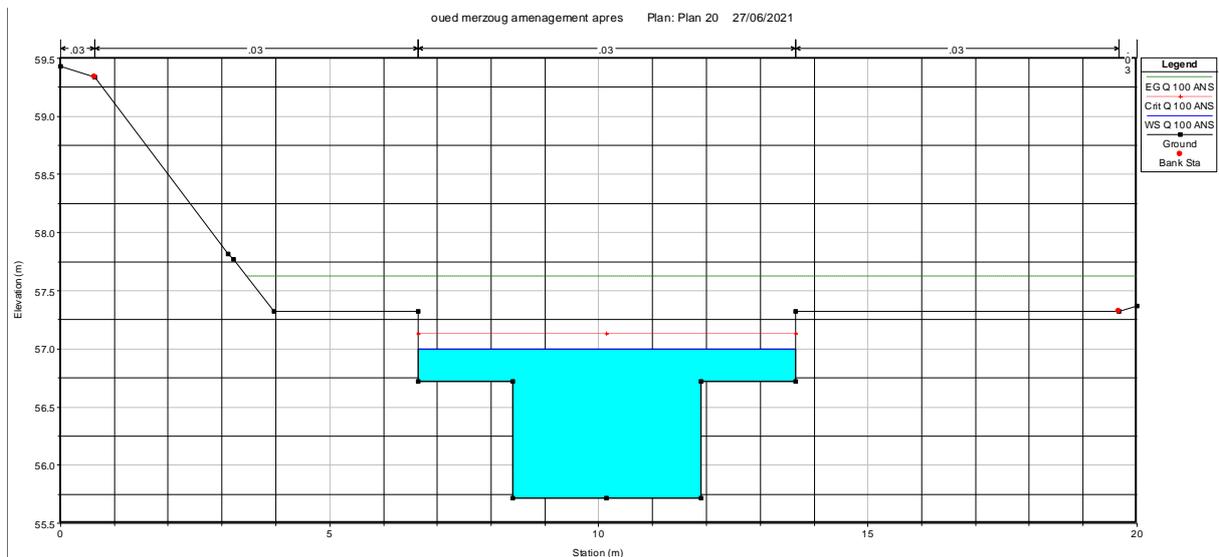


Figure VI. 7 : Section en travers canal en Gabion ST 579

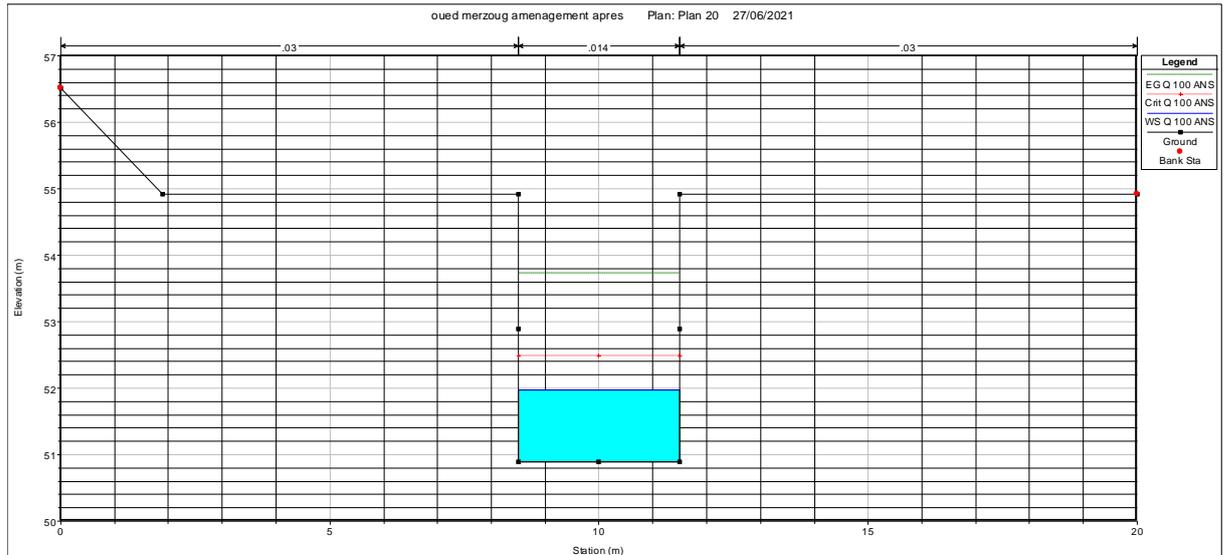


Figure VI. 8 : Section en travers DALOT ST 490

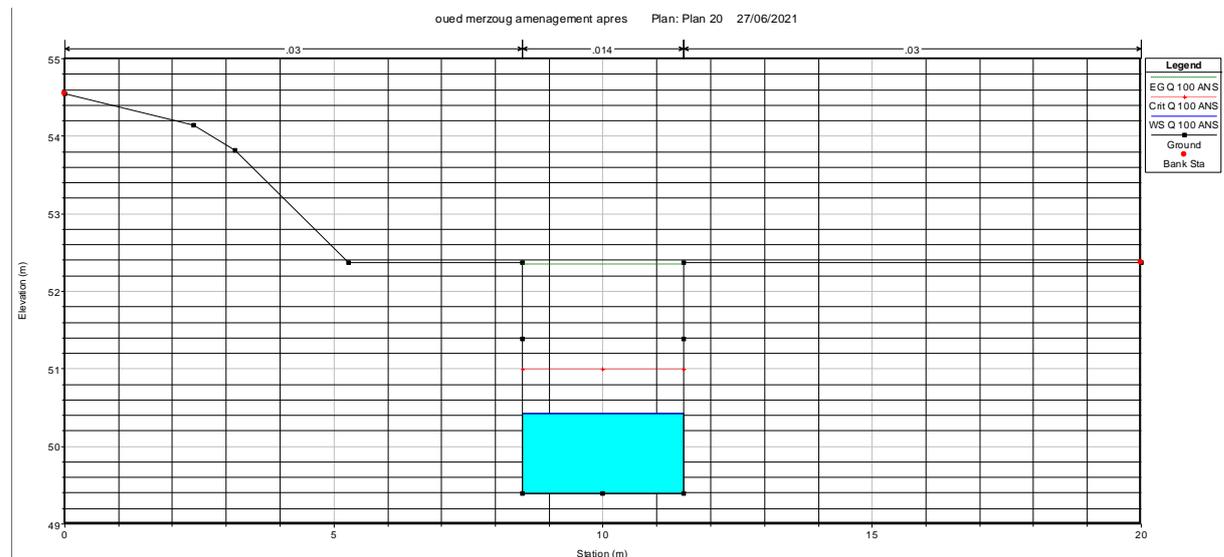


Figure VI. 9 : Section en travers DALOT ST 390

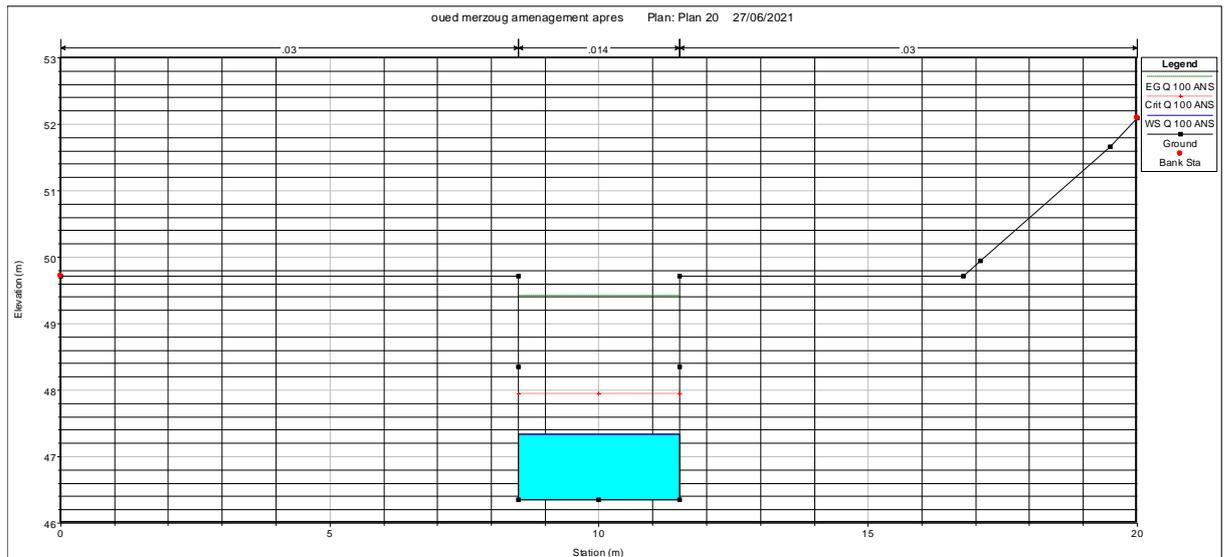


Figure VI. 10 : Section en travers DALOT ST 220

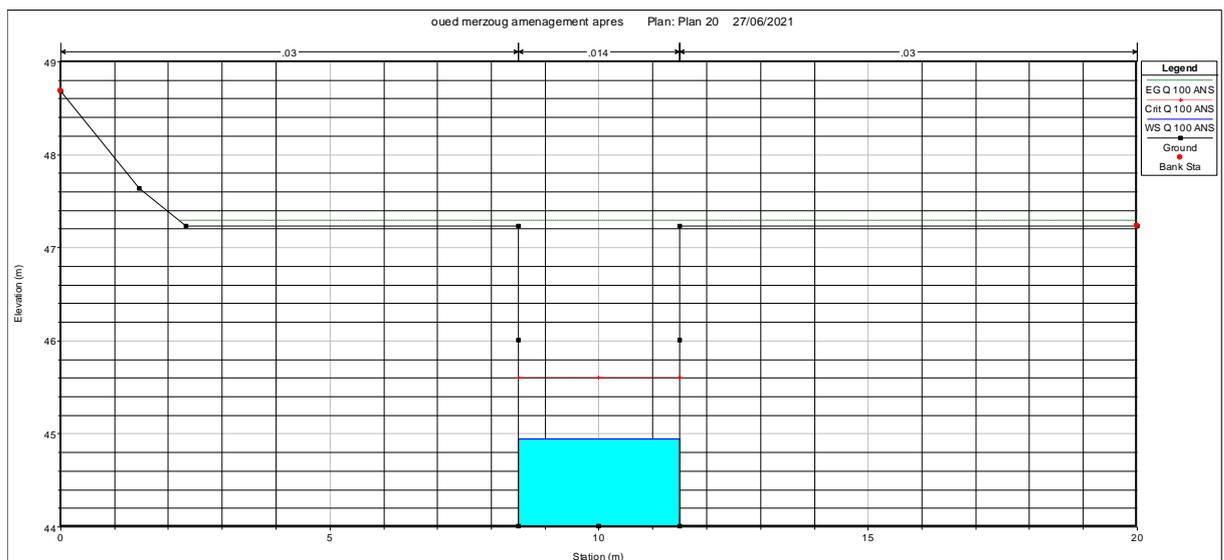


Figure VI. 11 : Section en travers DALOT ST 130

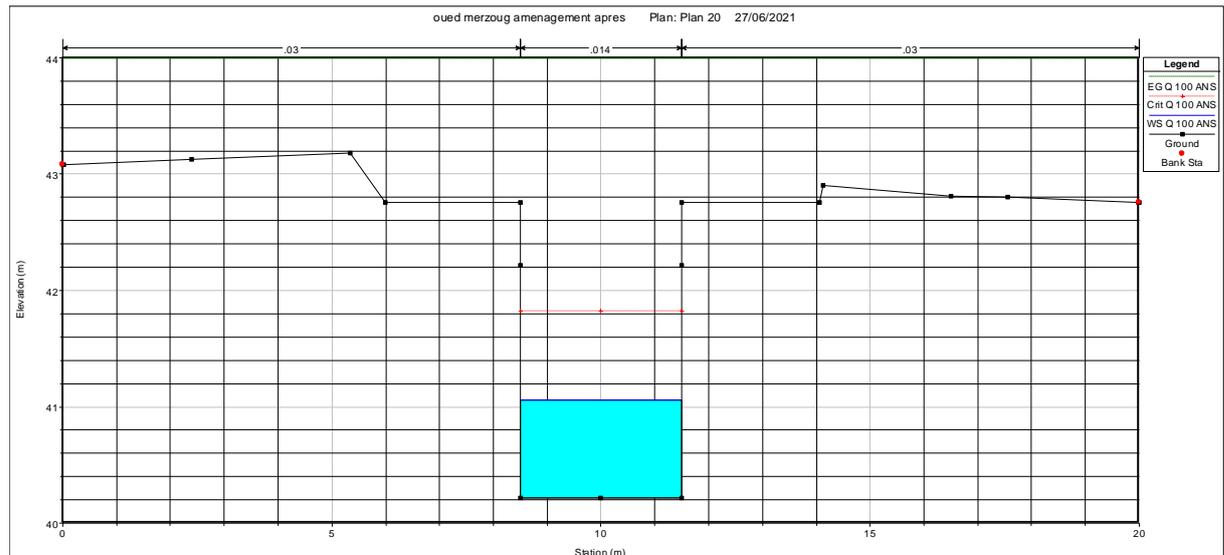


Figure VI. 12 : Section en travers DALOT ST10

### VI .8.5 Vérification des vitesses admissibles :

Afin d'éviter la destruction du fond et des berges de l'oued par une action dynamique du courant d'eau, la vitesse de ce dernier ne doit pas dépasser une certaine limite maximale qui dépend :

- Du sol dans lequel passe le canal ou de type de revêtement artificiel.
- Des dimensions de la section transversale du canal.

D'après les recommandations techniques de SCHTERENLIHT et KREMENTSKI (page :183) la vitesse moyenne admissible pour un lit consolidé en gabion est :  $v = 4 - 6$  m/s et pour le Béton Armée  $v = 6-10$  m/s.

## **VII. CHAPITRE VII Organisation Des Chantiers**

## VII .1 introduction :

L'organisation de chantier à pour but d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de succession des tâches qui influent sur le coût de projet et son déblai d'exécution.

Ainsi il est pratiquement impossible d'obtenir qu'un engin de terrassement fonctionne heure par heure, minute par minute, sans interruption, pour une durée de marche déterminée fatalement surviennent quelques arrêt imprévus : petites réparations, quelques pertes de temps dues à des conditions indépendantes de la ou la, mauvaise conduite de chantier, problèmes topographiques défavorables, influence des saisons.

Aussi la mauvaise coordination du travail entre les différents services d'entretiens ou d'approvisionnements, en carburant en huile...etc.

## VII .2. Installations du chantier :

### VII .2.1. Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### VII .2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

### VII .2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### VII .2.4. La préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage.

### VII .2.5.Succession des opérations du chantier :

#### a- Travaux préparatoires

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

#### b- Exécution de l'ouvrage

- Excavation des canaux en gabion
- Construction canaux en gabion
- Construction dalot en béton
- Exécution des regards ( nous avons adopté des regards simples et des regards de chute).

- La mise en place des canalisations
- Assemblage des conduites

### **VII .2.6. Technologie des principaux travaux :**

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers,
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro,
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne,
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

VII .2.7.Calcul des volumes des travaux :

Travaux Terrassement					
A-Travaux Terrassement Canalisation					
N	Désignation de travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai En Tranché	M <sup>3</sup>	7189.85	250	1797462.5
2	Pose du lit de sable	M <sup>3</sup>	262.8	1500	394200
3	Remblai En Tranché	M <sup>3</sup>	5312.425	200	1062485
4	Evacuation	M <sup>3</sup>	1877.425	300	563227.5
B-Travaux Terrassement Oued					
1	Déblai En Tranché	M <sup>3</sup>	2191.798	250	547949.5
2	Remblai En Tranché	M <sup>3</sup>	4215	200	843000
3	Lit de sable dalot	M3	165	1500	247500
4	Couche Drainante Dalot	M3	962.5	1200	1155000
5	couche de couverture remblai	M3	7950	1300	10335000
C-Pose Canalisation					
Fourniture Et Transport De Canalisation En PVC PN6					
	Ø300	MI	325	5429.29	1764519.25
	Ø400	MI	450	8636.82	3886569
	Ø500	MI	787	13500	10624500
D-Exécution des regards					
	Profondeur de 1 à 3 m	U	32	8000	256000
	Profondeur de 3à 6 m	U	41	15000	615000
E-Les Canaux en Gabion					
	Gabion	M3	875	4500	3937500
F-exécution ouvrages génie civile					
1	Dalot 3m*2m	M3	1850	44304.94	64330772.9
2	Ouvrage jonction en béton	M3	10	3200	32000
				Total (HT)=	120058052
				T.V.A 19%=	22811029.8
				Total (T.T.C)=	142869082

Tableau VII. 1 : Devis estimatif

### VII .3.Planification :

#### VII .3 .1. Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

#### VII .3.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

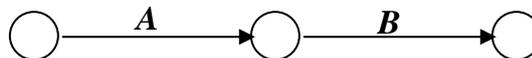
#### VII .3 .2.1. Méthodes basées sur le réseau :

##### VII .3.2.1.1. Définition du réseau :

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 :

##### 1. Réseau à flèches :

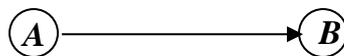
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

##### 2. 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

#### VII .3.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

##### a. 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.

**b. Détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressés 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.

- c. Construction des graphes partiels.
- d. Regroupement des graphes partiels.
- e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- f. Construction du réseau.

**VII .3.2.1.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :****VII .3.2.1.3.1- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

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

- 1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

**VII .3.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):**

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

**VII .3.2.1.3.3. Méthode P.D.M (Procédure Diagram Methode):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

1. Commencement de l'opération (A) et (B) ;
2. Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
3. Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

**VII .3.2.2. Méthodes basées sur le graphique :****VII.3.2.1. Méthode linéaire (ligne of balance Technic) :**

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

**VII .3.2.2.2. Méthode à barres :**

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

**VII .4. Les étapes de la planification :**

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

- ✓ 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 de notre projet.

✓ 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.

✓ 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.

### VII .5 Choix de la méthode de calcul :

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.

#### VII .5. 1. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{ET : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

#### VII .5 .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

suyvante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

**VII .6 . Elaboration du réseau selon la méthode CPM :**

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 :

Les travaux	Opération	Durée
Installation de chantier	A	15jours
Déblai	B	27 jours
Lit de gravier	C	15 jours
Pose Gabion	D	40 jours
Lit de Pose Dalot	E	10 jours
Couche Drainante Dalot	F	27jours
Pose Dalot	G	90jours
Remblai	H	27jours
Remblai couche supérieure Dalot	I	25 jours
Déménagement	J	15 jours

Tableau VII. 2 : les durées de différentes opérations

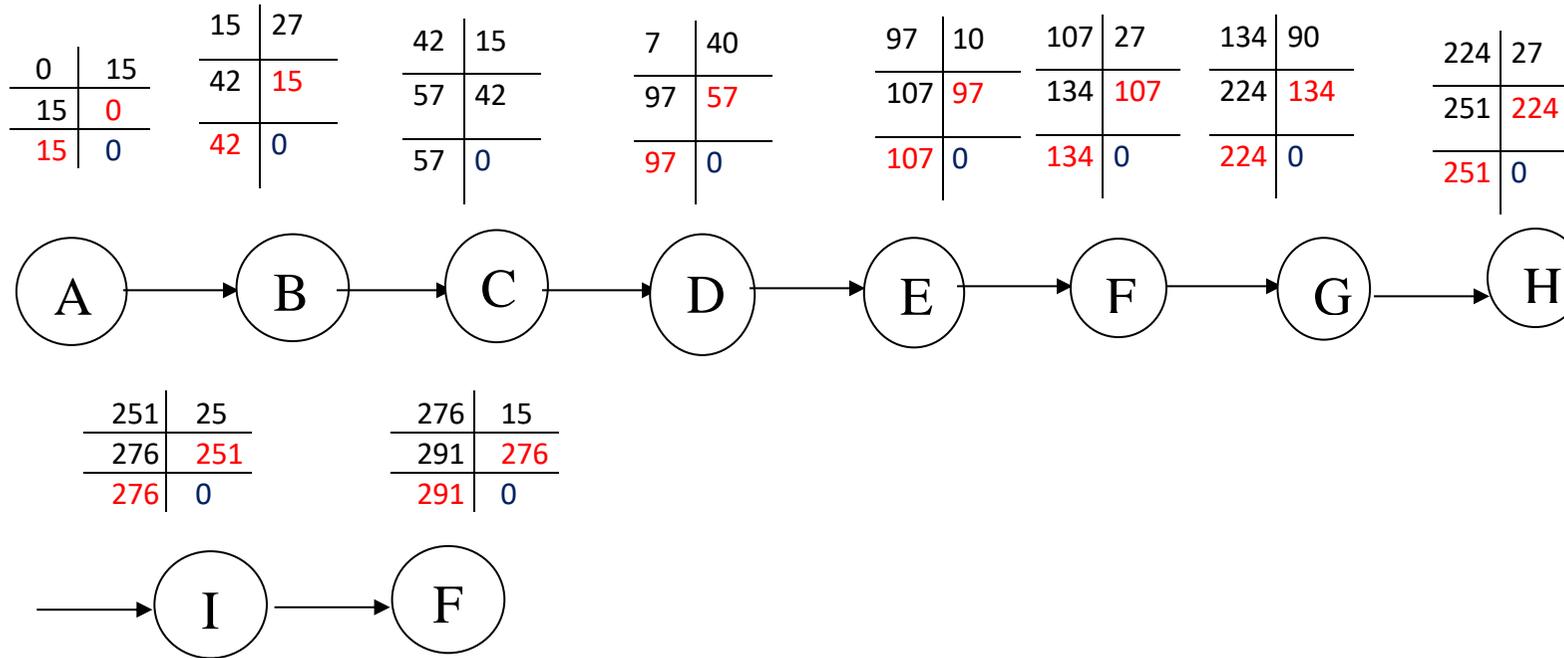


Figure VII. 1 : Réseau de planification des tâches par la méthode CPM

Taches	Durée
A	15
B	27
C	15
D	40
E	10
F	27
G	90
H	27
I	25
J	15

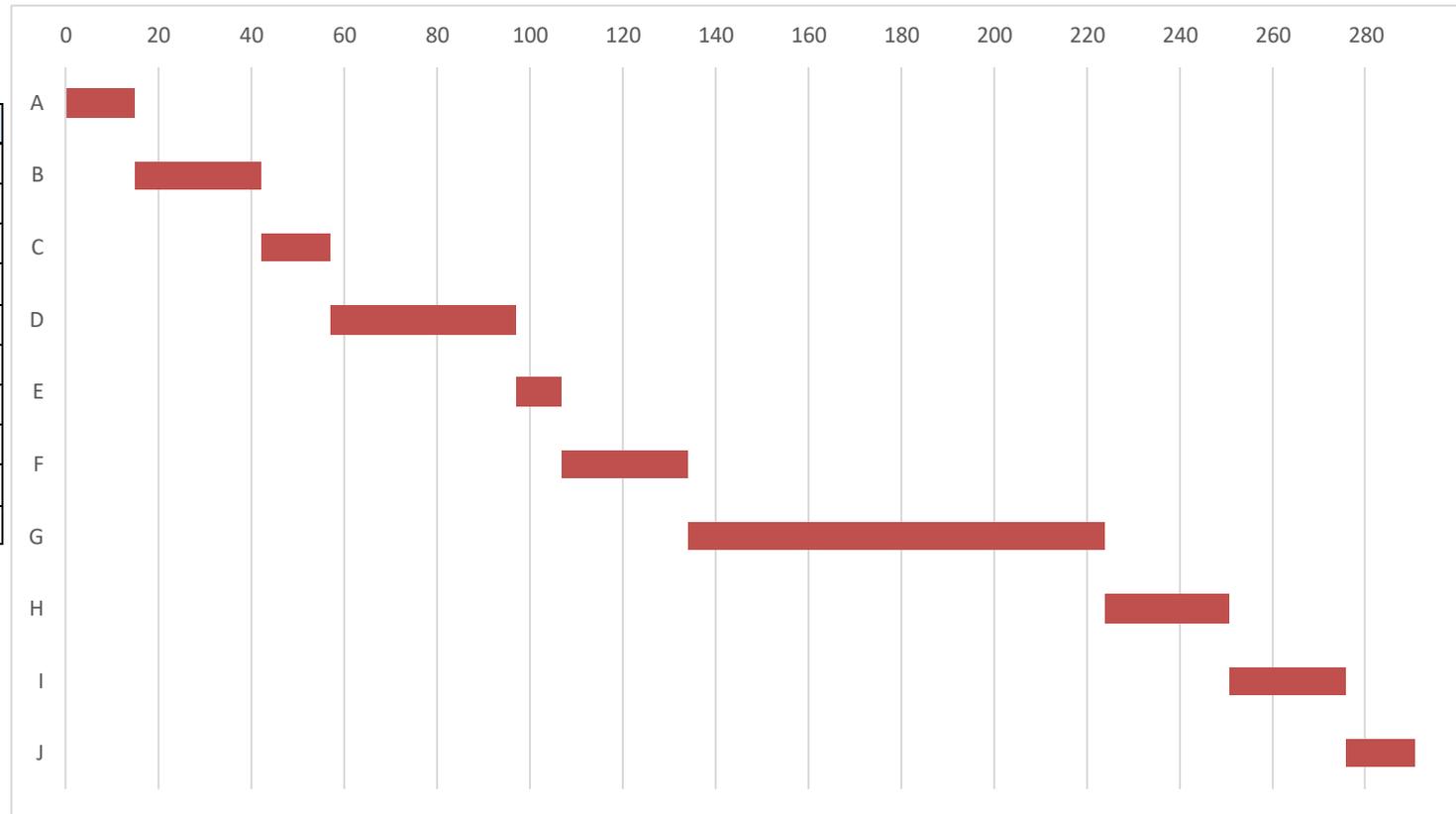


Figure VII. 2 :Diagramme de GANTT

**VII .7. Conclusion :**

D'après ce chapitre on a conclue que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous défini tout les volumes des travaux nécessaire pour élaborer le chantier. D'autre part on peut prendre une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation.

## Conclusion Générale :

Notre travail de mémoire de fin d'étude a porté sur le problème de l'inondation et le transfert des rejets de la zone de oued merzoug w.tipaza nous avons collecté l'ensemble des informations susceptibles de nous être utiles dans nos calculs tels que les données climatiques, hydrologiques et topographiques dans le but de faire la représentation la plus proche de l'état naturel de site . Afin de pouvoir traiter l'aspect réel du problème sur la zone, et ainsi donner des solutions mieux adaptées au contexte.

Par l'utilisation des différentes outils modernes puissants soit de DAO ou de sig ou de modélisation hydrauliques ( Autocad -covadis-civil 3D -Arcgis).

nous sommes amenée par la suite à choisir la variante la plus adéquate et nous avant projeté un nouveaux réseau D'assainissement au but d'éliminer les différentes rejets au niveau de l'oued et pour l'aménagement de ce dernier nous avant projeté des canaux en gabions et en béton (Dalot), qui permettent une évacuation rapide de la crue.

Et assurèrent une protection des populations et les biens contre les inondations. A fin de rendre plus efficace cette protection.

## Références Bibliographiques

## Références Bibliographiques

- 1- Salah B., 2014. « Assainissement Des Eaux Usées Et Pluviales Des Agglomérations : A L'usage Des Etudiants De L'option Assainissement ». Ensh, Blida.
- 2- Touaibia B., 2004. « Manuel Pratique D'hydrologie ». Madani Frères, Blida
- 3-Conception Du Réseau D'assainissement De L'agglomération D'ain Beida Commune De Hammam Bouhdjar (W.Ain Temouchent) Chergui Kheira Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida 2020.
- 4- Etude Du Réseau D'assainissement De La Ville D'oum El Bouaghi P.O.S «P» Koual Karima Mémoire de fin d'étude. Université Larbi Ben M'hidi, OUM EL BOUAGHI 2012.
- 5- Etude De Protection De La Ville De Ain Torki Contre Les Inondation Labeled Zakaria Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida 2011
- 6- Etude De Protection De La Ville De Ain Torki Contre Les Inondation Bousbia Laiche Ayoub Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida 2011
- 7- Etude D'aménagement De Oued Reghaia Et Ses Affluents Pour La Protection Contre Les Inondations Des Communes De Reghaia Et Ouled Hedadj (W.Alger) Ben Sidi Ahmed L'Hachimi Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida 2015
- 8-Protection De La Ville De Bir Chouhada Contre Les Inondations Harkati Djihad Mémoire de fin d'étude. Université Larbi Ben M'hidi, OUM EL BOUAGHI 2012.
- 9-N. Kremenetski. D. Schterenliht, 1974. « Hydraulique », Edition: Mir, Moscow.
- 10- Hec-Ras Users Manuel. Us Army Corps Of Engineers Hydrologic Engineering Center, Version 4.1 January 2010.
- 11- 4-Armando Lencastre, 1996. « Hydraulique Générale ».Edition Paris

### Sitographie :

- 1-DEGOUTTE G. (2006) Cours D'hydraulique, Dynamique Et Morphologie Fluviale (<http://www.agroparistech.fr/coursenligne/hydraulique/hydraulique.html>), Site Web AgroParisTech.
- 2-Usgs.gov
- 3-Urs.earthdata.nasa.gov

## ANNEXE

## A.1 Les résultats de calcul du débit cumulé de chaque tronçon :

Désignation du collecteur	Tronçon	longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	debit de tronçon		Qcumules (l/s)
				Qtronçon (l/s)	Qarrivé (l/s)	
GARARI 1	R1-R2	25	0.5933	14.83	0.0	14.8
	R2-R3	25		14.83	14.8	29.7
	R3-R4	25		14.83	29.7	44.5
	R4-R5	25		14.83	44.5	59.3
	R5-R6	25		14.83	59.3	74.2
	R6-R7	25		14.83	74.2	89.0
	R7-R8	25		14.83	89.0	103.8
	R8-R9	25		14.83	103.8	118.7
	R9-R10	25		14.83	118.7	133.5
	R10-R11	25		14.83	133.5	148.3
	R11-R12	25		14.83	148.3	163.2
	R12-R13	25		14.83	163.2	178.0
	R13-R14	25		14.83	178.0	192.8
	R14-R15	25		14.83	192.8	207.7
	R15-R16	25		14.83	207.7	222.5
	R16-R17	25		14.83	222.5	237.3
	R17-R18	25		14.83	237.3	252.2
	R18-R19	25		14.83	252.2	267.0
	R19-R20	25		14.83	267.0	281.8
	R20-R21	25		14.83	281.8	296.7
	R21-R22	25		14.83	296.7	311.5
	R22-R23	25		14.83	311.5	326.3
	R23-R24	25		14.83	326.3	341.2
	R24-R25	25		14.83	341.2	356.0

TABLEAUX A.1

Désignation du collecteur	Tronçon	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	debit de tronçon		Qcumules (l/s)
				Qtronçon (l/s)	Qarrivé (l/s)	
ZONE TR 1	R25-R26	25	0.058	1.45	356.0	357.4
	R26-R27	25		1.45	357.4	358.9
	R27-R28	25		1.45	358.9	360.3
GARARI 2	R28-R29	25	0.608	15.2	360.3	375.5
	R29-R30	25		15.2	375.5	390.7
	R30-R31	25		15.2	390.7	405.9
	R31-R32	25		15.2	405.9	421.1
	R32-R33	25		15.2	421.1	436.3
zone transit vers sinistré	R33-R34	15.39	0.0505	0.78	436.3	437.1
	R34-R35	14.69		0.74	437.1	437.9
	R35-R36	14.58		0.74	437.9	438.6
	R36-R37	10.08		0.51	438.6	439.1
	R37-R38	8.9		0.45	439.1	439.6
	R38-R39	11.96		0.60	439.6	440.2
	R39-R40	12.03		0.61	440.2	440.8
	R40-R41	12		0.61	440.8	441.4
	R41-R42	11.96		0.60	441.4	442.0
	R42-R43	11.97		0.60	442.0	442.6
	R43-R44	12		0.61	442.6	443.2
	R44-R45	25.301		1.28	443.2	444.5
	R46-R47	21.12		1.07	444.5	445.5

TABLEAUX A.2

Désignation du collecteur	Tronçon	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	débit de tronçon		Qcumules (l/s)
				Qtronçon (l/s)	Qarrivé (l/s)	
cité sinistré	R47-R48	25	0.4727	11.82	445.5	457.4
	R48-R49	25		11.82	457.4	469.2
	R49-R50	25		11.82	469.2	481.0
	R50-R51	25		11.82	481.0	492.8
	R51-R52	25		11.82	492.8	504.6
	R52-R53	25		11.82	504.6	516.4
	R53-R54	25		11.82	516.4	528.3
	R54-R55	25		11.82	528.3	540.1
	R55-R56	25		11.82	540.1	551.9
	R56-R57	25		11.82	551.9	563.7
collecteur rejet vers réseaux existents	R57-R58	10	0.04241	0.42	563.7	564.1
	R58-R59	21.2		0.90	564.1	565.0
	R60-R61	21.7		0.92	565.0	566.0
	R61-R62	21		0.89	566.0	566.8
	R62-R63	21		0.89	566.8	567.7
	R63-R64	21		0.89	567.7	568.6
	R64-R65	21.34		0.91	568.6	569.5
	R65-R66	21		0.89	569.5	570.4
	R66-R67	21		0.89	570.4	571.3
	R67-R68	21		0.89	571.3	572.2
	R68-R69	17.525		0.74	572.2	573.0
	R69-R70	21		0.89	573.0	573.8
	R70-R71	37.01		1.57	573.8	575.4
	R71-R72	15		0.64	575.4	576.0
	R72-R73	24.78		1.05	576.0	577.1
R73-R74	14.78	0.63	577.1	577.7		

TABLEAUX A.3

## A.2 Résultat calcul dimensionnement :

Désignation du collecteur	Tronçon	longueur	Debit Total		Pente (‰)	Diametre théorique (mm)	Diametre (mm)	Plein section		Vréelle (m/s)	H (mm)	Rq	Rv	Rh	Autocurage
			Total	Total				Qps (l/s)	Vps (m/s)						
GARARI 1	R1-R2	25	0.0148	14.83	25.0	113	300	199	2.81	1.67	55.07	0.07	0.59	0.184	vérifié
	R2-R3	25	0.0297	29.67	25.0	147	300	199	2.81	1.98	78.35	0.15	0.71	0.261	vérifié
	R3-R4	25	0.0445	44.50	25.0	171	300	199	2.81	2.27	95.65	0.22	0.81	0.319	vérifié
	R4-R5	25	0.0593	59.33	25.0	191	300	199	2.81	2.47	111.73	0.30	0.88	0.372	vérifié
	R5-R6	25	0.0742	74.17	25.0	207	300	199	2.81	2.59	127.03	0.37	0.92	0.423	vérifié
	R6-R7	25	0.0890	89.00	25.0	222	300	199	2.81	2.72	140.83	0.45	0.97	0.469	vérifié
	R7-R8	25	0.1038	103.83	25.0	235	300	199	2.81	2.85	153.32	0.52	1.01	0.511	vérifié
	R8-R9	25	0.1187	118.67	25.0	247	300	199	2.81	2.95	165.57	0.60	1.05	0.552	vérifié
	R9-R10	25	0.1335	133.50	25.0	258	300	199	2.81	3.00	178.69	0.67	1.07	0.596	vérifié
	R10-R11	25	0.1483	148.33	25.0	269	300	199	2.81	3.07	192.80	0.75	1.09	0.643	vérifié
	R11-R12	25	0.1632	163.17	25.0	279	300	199	2.81	3.15	207.00	0.82	1.12	0.690	vérifié
	R12-R13	25	0.1780	178.00	25.0	288	300	199	2.81	3.20	220.42	0.90	1.14	0.735	vérifié
	R13-R14	25	0.1928	192.83	25.0	297	300	199	2.81	3.21	234.94	0.97	1.14	0.783	vérifié
	R14-R15	25	0.2077	207.67	25.0	305	400	428	3.41	3.38	196.26	0.49	0.99	0.491	vérifié
	R15-R16	25	0.2225	222.50	25.0	313	400	428	3.41	3.45	203.85	0.52	1.01	0.510	vérifié
	R16-R17	25	0.2373	237.33	25.0	321	400	428	3.41	3.51	211.37	0.55	1.03	0.528	vérifié
	R17-R18	25	0.2522	252.17	25.0	328	400	428	3.41	3.56	218.99	0.59	1.04	0.547	vérifié
	R18-R19	25	0.2670	267.00	25.0	335	400	428	3.41	3.60	226.85	0.62	1.06	0.567	vérifié
	R19-R20	25	0.2818	281.83	25.0	342	400	428	3.41	3.63	235.03	0.66	1.06	0.588	vérifié
	R20-R21	25	0.2967	296.67	25.0	349	400	428	3.41	3.66	243.54	0.69	1.07	0.609	vérifié
R21-R22	25	0.3115	311.50	25.0	355	400	428	3.41	3.70	252.31	0.73	1.08	0.631	vérifié	
R22-R23	25	0.3263	326.33	25.0	361	400	428	3.41	3.74	261.19	0.76	1.10	0.653	vérifié	
R23-R24	25	0.3412	341.17	25.0	367	400	428	3.41	3.79	270.02	0.80	1.11	0.675	vérifié	

R24-R25	25	0.3560	356.00	25.0	373	400	428	3.41	3.83	278.64	0.83	1.12	0.697	vérifié
---------	----	--------	--------	------	-----	-----	-----	------	------	--------	------	------	-------	---------

TABLEAUX A.4

Désignation du collecteur	Tronçon	longueur	Débit Total		Pente (‰)	Diamètre théorique (mm)	Diamètre (mm)	Plein section		Vréelle (m/s)	H (mm)	Rq	Rv	Rh	Autocurage
			Total	Total				Qps (l/s)	Vps (m/s)						
ZONE TRANSIT G1 VERS G2	R25-R26	25	0.3575	357.47	25.0	374	400	428	3.41	3.83	279.48	0.84	1.13	0.70	vérifié
	R26-R27	25	0.3589	358.93	25.0	374	400	428	3.41	3.84	280.31	0.84	1.13	0.70	vérifié
	R27-R28	25	0.3604	360.40	25.0	375	400	428	3.41	3.84	281.14	0.84	1.13	0.70	vérifié
GARARI 2	R28-R29	25	0.376	375.60	25.0	381	400	428	3.41	3.87	289.62	0.88	1.14	0.72	vérifié
	R29-R30	25	0.391	390.80	25.0	387	400	428	3.41	3.88	298.04	0.91	1.14	0.75	vérifié
	R30-R31	25	0.406	406.00	25.0	392	400	428	3.41	3.88	307.02	0.95	1.14	0.77	vérifié
	R31-R32	25	0.421	421.20	25.0	398	400	428	3.41	3.89	317.72	0.98	1.14	0.79	vérifié
	R32-R33	25	0.436	436.40	25.0	403	500	776	3.95	4.09	266.35	0.56	1.03	0.53	vérifié
zone transit vers sinistré	R33-R34	15.39	0.437	437.18	25.0	403	500	776	3.95	4.09	266.63	0.56	1.03	0.53	vérifié
	R34-R35	14.69	0.4379	437.92	25.0	403	500	776	3.95	4.09	266.89	0.56	1.03	0.53	vérifié
	R35-R36	14.58	0.4387	438.66	25.0	404	500	776	3.95	4.09	267.15	0.57	1.04	0.53	vérifié
	R36-R37	10.08	0.4392	439.16	25.0	404	500	776	3.95	4.09	267.33	0.57	1.04	0.53	vérifié
	R37-R38	8.9	0.4396	439.61	25.0	404	500	776	3.95	4.09	267.48	0.57	1.04	0.53	vérifié
	R38-R39	11.96	0.4402	440.22	25.0	404	500	776	3.95	4.09	267.70	0.57	1.04	0.54	vérifié
	R39-R40	12.03	0.4408	440.83	25.0	404	500	776	3.95	4.10	267.91	0.57	1.04	0.54	vérifié
	R40-R41	12	0.4414	441.43	70.0	334	500	1299	6.61	5.97	200.61	0.34	0.90	0.40	vérifié
	R41-R42	11.96	0.4420	442.04	70.0	334	500	1299	6.61	5.98	200.77	0.34	0.90	0.40	vérifié
	R42-R43	11.97	0.4426	442.64	70.0	334	500	1299	6.61	5.98	200.92	0.34	0.90	0.40	vérifié
	R43-R44	12	0.4432	443.25	25.0	405	500	776	3.95	4.10	268.77	0.57	1.04	0.54	vérifié

R44-R45	25.301	0.4445	444.52	25.0	406	500	776	3.95	4.10	269.22	0.57	1.04	0.54	vérifié
R46-R47	21.12	0.4456	445.59	30.0	392	500	850	4.33	4.39	255.99	0.52	1.01	0.51	vérifié

TABLEAUX A.5

Désignation du collecteur	Tronçon	longueur	Débit Total		Pente (‰)	Diamètre théorique (mm)	Diamètre (mm)	Plein section		V réelle (m/s)	H (mm)	Rq	Rv	Rh	Autocurage
			Total	Total				Qps (l/s)	Vps (m/s)						
cité sinistré	R47-R48	25	0.4574	457.42	15.0	451	500	601	3.06	3.358	326.010	0.761	1.097	0.652	vérifié
	R48-R49	25	0.4692	469.24	12.8	469	500	555	2.83	3.192	352.334	0.845	1.129	0.705	vérifié
	R49-R50	25	0.4811	481.06	12.8	474	500	555	2.83	3.207	358.702	0.866	1.134	0.717	vérifié
	R50-R51	25	0.4929	492.88	15.0	464	500	601	3.06	3.430	344.662	0.820	1.120	0.689	vérifié
	R51-R52	25	0.5047	504.70	15.0	468	500	601	3.06	3.451	350.688	0.839	1.127	0.701	vérifié
	R52-R53	25	0.5165	516.51	15.0	472	500	601	3.06	3.467	356.601	0.859	1.132	0.713	vérifié
	R53-R54	25	0.5283	528.33	15.0	476	500	601	3.06	3.479	362.429	0.879	1.136	0.725	vérifié
	R54-R55	25	0.5402	540.15	15.0	480	500	601	3.06	3.486	368.234	0.898	1.138	0.736	vérifié
	R55-R56	25	0.5520	551.97	15.0	484	500	601	3.06	3.488	374.123	0.918	1.139	0.748	vérifié
R56-R57	25	0.5638	563.79	20.0	462	500	694	3.54	3.950	342.276	0.812	1.117	0.685	vérifié	
Cité sinistré	R57-R58	10	0.5642	564.22	30.0	429	500	850	4.33	4.617	295.368	0.664	1.066	0.591	vérifié
	R58-R59	21.2	0.5651	565.12	30.0	429	500	850	4.33	4.618	295.689	0.665	1.067	0.591	vérifié
	R60-R61	21.7	0.5660	566.04	26.0	441	500	792	4.03	4.356	311.387	0.715	1.081	0.623	vérifié
	R61-R62	21	0.5669	566.93	25.0	444	500	776	3.95	4.292	316.266	0.730	1.086	0.633	vérifié
	R62-R63	21	0.5678	567.82	15.0	489	500	601	3.06	3.488	382.455	0.944	1.139	0.765	vérifié
	R63-R64	21	0.5687	568.72	15.0	490	500	601	3.06	3.488	382.947	0.946	1.139	0.766	vérifié
	R64-R65	21.34	0.5696	569.62	15.0	490	500	601	3.06	3.488	383.451	0.947	1.139	0.767	vérifié
	R65-R66	21	0.5705	570.51	15.0	490	500	601	3.06	3.488	383.951	0.949	1.139	0.768	vérifié
	R66-R67	21	0.5714	571.40	15.0	491	500	601	3.06	3.488	384.454	0.950	1.139	0.769	vérifié
	R67-R68	21	0.5723	572.29	17.0	479	500	640	3.26	3.710	366.965	0.894	1.138	0.734	vérifié
	R68-R69	17.525	0.5730	573.04	15.0	491	500	601	3.06	3.489	385.387	0.953	1.139	0.771	vérifié
	R69-R70	21	0.5739	573.93	15.0	491	500	601	3.06	3.489	385.901	0.955	1.139	0.772	vérifié
R70-R71	37.01	0.5755	575.50	15.0	492	500	601	3.06	3.489	386.817	0.957	1.139	0.774	vérifié	

R71-R72	15	0.5761	576.13	15.0	492	500	601	3.06	3.489	387.193	0.958	1.139	0.774	vérifié
R72-R73	24.78	0.5772	577.18	15.0	492	500	601	3.06	3.489	387.818	0.960	1.139	0.776	vérifié
R73-R74	14.78	0.5778	577.81	15.0	493	500	601	3.06	3.489	388.194	0.961	1.139	0.776	vérifié

TABLEAUX A.6

## A.3 Résultat Simulation HECRAS Avant Aménagement :

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)	Vel Chnl(m/s)	Flow Area(m2)	Top Width(m)	Froude # Chl
oued merzoug	669.08	Q 100 ANS	19.09	57.42	58.72	58.45	58.88	0.003681	1.79	10.69	12.42	0.62
oued merzoug	660	Q 100 ANS	19.09	57.39	58.46	58.46	58.81	0.010587	2.63	7.26	10.43	1.01
oued merzoug	650	Q 100 ANS	19.09	57.29	58.11	58.25	58.65	0.019687	3.25	5.87	9.9	1.35
oued merzoug	640	Q 100 ANS	19.09	57.16	58.23	58.04	58.41	0.00489	1.89	10.08	13.45	0.7
oued merzoug	630	Q 100 ANS	19.09	56.95	58.19		58.36	0.005246	1.86	10.26	14.9	0.72
oued merzoug	620	Q 100 ANS	19.09	56.92	58.22		58.31	0.001727	1.26	15.11	17.05	0.43
oued merzoug	610	Q 100 ANS	19.09	56.83	58.14		58.28	0.002734	1.65	11.59	11.97	0.53
oued merzoug	600	Q 100 ANS	19.09	56.68	57.89	57.89	58.21	0.01099	2.52	7.57	11.99	1.01

oued merzoug	590.5	Q 100 ANS	19.09	56.4	57.06	57.34	57.97	0.041972	4.23	4.51	8.94	1.9
oued merzoug	587.51	Q 100 ANS	19.09	56.35	57.25	57.25	57.6	0.010292	2.61	7.31	10.37	0.99
oued merzoug	587.46	Q 100 ANS	19.09	56.35	57.25	57.25	57.6	0.010626	2.64	7.24	10.34	1.01
oued merzoug	579.84	Q 100 ANS	19.09	56.24	56.92	57.08	57.45	0.026904	3.24	5.89	12.43	1.5
oued merzoug	579.72	Q 100 ANS	19.09	56.24	56.92	57.08	57.45	0.026567	3.23	5.91	12.45	1.5
oued merzoug	575.13	Q 100 ANS	19.09	56.18	56.8	56.95	57.35	0.02383	3.27	5.84	11.23	1.45
oued merzoug	570.2	Q 100 ANS	19.09	55.82	56.54	56.73	57.19	0.030079	3.57	5.35	10.66	1.61
oued merzoug	570.1	Q 100 ANS	19.09	55.82	56.54	56.73	57.19	0.029779	3.56	5.36	10.67	1.6
oued merzoug	565.18	Q 100 ANS	19.09	55.37	56.08	56.34	56.98	0.047314	4.21	4.53	9.98	2
oued merzoug	560.2	Q 100 ANS	19.09	54.93	55.7	56.03	56.74	0.044133	4.52	4.23	7.81	1.96
oued merzoug	560.1	Q 100 ANS	19.09	54.93	55.7	56.03	56.74	0.043822	4.5	4.24	7.82	1.95
oued merzoug	555.41	Q 100 ANS	19.09	54.49	55.22	55.54	56.44	0.084683	4.88	3.91	10.3	2.53
oued merzoug	550.2	Q 100 ANS	19.09	53.25	54.62	54.94	55.92	0.116552	5.05	3.78	11.7	2.84

oued merzoug	550.12	Q 100 ANS	19.09	53.25	54.62	54.94	55.9	0.114644	5.02	3.8	11.71	2.82
oued merzoug	545.52	Q 100 ANS	19.09	52.09	52.87	53.32	55.14	0.18951	6.66	2.86	8.81	3.73
oued merzoug	545.35	Q 100 ANS	19.09	52.09	52.88	53.32	55.09	0.183355	6.59	2.9	8.84	3.67
oued merzoug	535.71	Q 100 ANS	19.09	51.74	53.63	52.74	53.68	0.000616	0.98	19.5	13.67	0.26
oued merzoug	530	Q 100 ANS	19.09	51.82	53.59		53.67	0.001181	1.22	15.65	13.5	0.36
oued merzoug	520	Q 100 ANS	19.09	51.69	53.54		53.65	0.001632	1.46	13.03	10.6	0.42
oued merzoug	510	Q 100 ANS	19.09	51.58	53.14	53.14	53.59	0.010496	2.95	6.47	7.31	1
oued merzoug	500	Q 100 ANS	19.09	51.42	53.16	52.72	53.33	0.00305	1.85	10.32	9.43	0.56
oued merzoug	490	Q 100 ANS	19.09	51.39	53.22		53.28	0.000809	1.09	17.57	13.36	0.3
oued merzoug	480	Q 100 ANS	19.09	51.41	53.2		53.27	0.000957	1.16	16.44	12.69	0.33
oued merzoug	470	Q 100 ANS	19.09	51.33	52.79	52.79	53.21	0.010444	2.89	6.61	7.78	1
oued merzoug	460	Q 100 ANS	19.09	51.33	52.34	52.55	53.02	0.030494	3.66	5.22	10.14	1.63
oued merzoug	450	Q 100 ANS	19.09	50.82	51.62	51.94	52.63	0.043806	4.44	4.3	8.07	1.94

oued merzoug	440	Q 100 ANS	19.09	50.61	52.17	51.84	52.34	0.003555	1.85	10.34	10.88	0.6
oued merzoug	430	Q 100 ANS	19.09	50.42	52.2		52.3	0.001709	1.4	13.6	12.55	0.43
oued merzoug	420	Q 100 ANS	19.09	50.32	52.09		52.26	0.003851	1.87	10.2	11.05	0.62
oued merzoug	410	Q 100 ANS	19.09	50.3	52.15		52.21	0.000757	1.1	17.29	11.86	0.29
oued merzoug	400	Q 100 ANS	19.09	50.26	52.08		52.2	0.001845	1.51	12.65	10.73	0.44
oued merzoug	390	Q 100 ANS	19.09	50.23	52.11		52.17	0.000851	1.11	17.25	13.33	0.31
oued merzoug	380	Q 100 ANS	19.09	50.25	52.06		52.15	0.001473	1.35	14.11	12.19	0.4
oued merzoug	370	Q 100 ANS	19.09	50.2	52.04		52.14	0.001425	1.38	13.81	11.1	0.4
oued merzoug	360	Q 100 ANS	19.09	50.07	52.05		52.12	0.001111	1.21	15.74	13.06	0.35
oued merzoug	350	Q 100 ANS	19.09	50	51.92		52.09	0.003388	1.85	10.35	10.37	0.59
oued merzoug	340	Q 100 ANS	19.09	49.8	51.96		52.05	0.001094	1.29	14.74	10.47	0.35
oued merzoug	330	Q 100 ANS	19.09	49.66	51.49	51.49	51.98	0.011016	3.1	6.15	6.3	1
oued merzoug	320	Q 100 ANS	19.09	49.44	50.99	50.3	51.06	0.001067	1.17	16.28	13.76	0.34

oued merzoug	310	Q 100 ANS	19.09	49.46	50.93		51.04	0.001988	1.48	12.91	12.4	0.46
oued merzoug	300	Q 100 ANS	19.09	49.26	50.82	50.53	51	0.003854	1.92	9.95	10.42	0.63
oued merzoug	290	Q 100 ANS	19.09	49.31	50.52	50.52	50.92	0.010432	2.8	6.82	8.56	1
oued merzoug	280	Q 100 ANS	19.09	48.92	50.7		50.8	0.001539	1.41	13.52	11.22	0.41
oued merzoug	270	Q 100 ANS	19.09	48.69	50.33	50.33	50.74	0.010564	2.83	6.75	8.29	1
oued merzoug	260	Q 100 ANS	19.09	48.17	50.12	49.6	50.29	0.002722	1.81	10.55	8.9	0.53
oued merzoug	250	Q 100 ANS	19.09	47.9	49.74	49.74	50.21	0.010895	3.03	6.31	6.81	1
oued merzoug	240	Q 100 ANS	19.09	47.71	48.63	49.02	49.92	0.057576	5.03	3.8	7.19	2.21
oued merzoug	230	Q 100 ANS	19.09	47.52	49.09	48.4	49.17	0.001258	1.29	14.83	12.24	0.37
oued merzoug	220	Q 100 ANS	19.09	47.54	49.09		49.16	0.001049	1.17	16.37	13.77	0.34
oued merzoug	210	Q 100 ANS	19.09	47.54	49.06		49.14	0.001611	1.28	14.9	15.24	0.41
oued merzoug	200	Q 100 ANS	19.09	47.5	48.92		49.11	0.004606	1.94	9.85	11.44	0.67
oued merzoug	190	Q 100 ANS	19.09	47.39	48.87		49.06	0.004084	1.94	9.85	10.85	0.65

oued merzoug	180	Q 100 ANS	19.09	47.13	48.87		49.02	0.002586	1.69	11.3	10.67	0.52
oued merzoug	170	Q 100 ANS	19.09	47.06	48.56	48.56	48.95	0.010818	2.75	6.94	9.15	1.01
oued merzoug	160	Q 100 ANS	19.09	46.76	47.84	48.12	48.72	0.036033	4.15	4.6	8.37	1.79
oued merzoug	150	Q 100 ANS	19.09	46.3	46.89	47.24	48.16	0.082529	4.98	3.83	10.04	2.58
oued merzoug	140	Q 100 ANS	19.09	46.03	46.97	47.14	47.61	0.020097	3.53	5.4	7.92	1.37
oued merzoug	130	Q 100 ANS	19.09	45.53	46.33	46.64	47.3	0.04	4.36	4.38	7.95	1.88
oued merzoug	120	Q 100 ANS	19.09	45.22	46.02	46.29	46.89	0.036574	4.14	4.61	8.51	1.79
oued merzoug	110	Q 100 ANS	19.09	45	45.98	46.13	46.53	0.01985	3.29	5.8	9.48	1.34
oued merzoug	100	Q 100 ANS	19.09	44.72	45.77	45.92	46.34	0.018731	3.32	5.75	8.88	1.32
oued merzoug	90	Q 100 ANS	19.09	44.36	45.51	45.69	46.11	0.027169	3.44	5.55	10.76	1.53
oued merzoug	80	Q 100 ANS	19.09	43.69	44.58	44.95	45.71	0.047266	4.69	4.07	7.49	2.03
oued merzoug	70	Q 100 ANS	19.09	43.11	43.96	44.31	45.16	0.062268	4.84	3.94	8.63	2.29
oued merzoug	60	Q 100 ANS	19.09	42.69	43.36	43.68	44.5	0.066019	4.72	4.04	9.44	2.3

oued merzoug	50	Q 100 ANS	19.09	42.42	43.7	43.28	43.83	0.002687	1.6	11.97	11.27	0.49
oued merzoug	40	Q 100 ANS	19.09	42.37	43.68		43.8	0.002639	1.49	12.83	13.81	0.49
oued merzoug	30	Q 100 ANS	19.09	41.89	43.4	43.4	43.73	0.01188	2.53	7.53	11.54	1
oued merzoug	20	Q 100 ANS	19.09	41.39	42.39	42.68	43.42	0.068022	4.49	4.25	11.03	2.31
oued merzoug	10	Q 100 ANS	19.09	40.83	41.82	42.15	42.91	0.037596	4.63	4.12	6.33	1.83
oued merzoug	0	Q 100 ANS	19.09	40.45	41.46	41.79	42.55	0.035373	4.63	4.12	5.75	1.75

TABLEAUX A.

## A.4 Résultat Simulation HECRAS Après Aménagement :

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)	Vel Chnl(m/s)	Flow Area(m2)	Top Width(m)	Froude # Chl
oued merzoug	669.08	Q 100 ANS	19.09	57.27	58.74	58.68	59.14	0.011963	2.82	6.76	7	0.92
oued merzoug	660	Q 100 ANS	19.09	57.16	58.63	58.57	59.03	0.011935	2.82	6.77	7	0.92
oued merzoug	650	Q 100 ANS	19.09	57.04	58.51	58.45	58.91	0.011889	2.82	6.78	7	0.91
oued merzoug	640	Q 100 ANS	19.09	56.92	58.39	58.33	58.79	0.011835	2.81	6.79	7	0.91

oued merzoug	630	Q 100 ANS	19.09	56.8	58.27	58.21	58.67	0.011732	2.8	6.81	7	0.91
oued merzoug	620	Q 100 ANS	19.09	56.68	58.16	58.09	58.56	0.011491	2.79	6.85	7	0.9
oued merzoug	610	Q 100 ANS	19.09	56.56	58.06	57.97	58.44	0.010857	2.73	6.98	7	0.87
oued merzoug	600	Q 100 ANS	19.09	56.44	57.97		58.33	0.009794	2.64	7.22	7	0.83
oued merzoug	590.5	Q 100 ANS	19.09	56.33	57.9	57.74	58.23	0.008644	2.54	7.52	7	0.78
oued merzoug	587.51	Q 100 ANS	19.09	56.32	57.73	57.73	58.19	0.014349	2.99	6.38	7	1
oued merzoug	587.46	Q 100 ANS	19.09	55.82	56.87	57.23	58.11	0.067894	4.92	3.88	7	2.11
oued merzoug	579.84	Q 100 ANS	19.09	55.72	56.99	57.13	57.63	0.023704	3.52	5.42	7	1.28
oued merzoug	579.72	Q 100 ANS	19.09	54.72	55.62	56.13	57.5	0.066384	6.07	3.15	3.5	2.04
oued merzoug	575.13	Q 100 ANS	19.09	54.64	55.66	56.05	57.04	0.081178	5.2	3.67	7	2.29
oued merzoug	570.2	Q 100 ANS	19.09	54.55	55.7	55.96	56.6	0.041118	4.2	4.55	7	1.66
oued merzoug	570.1	Q 100 ANS	19.09	53.55	54.41	54.96	56.47	0.076325	6.37	3	3.5	2.2
oued merzoug	565.18	Q 100 ANS	19.09	53.47	54.45	54.88	56.02	0.051214	5.54	3.44	3.5	1.78

oued merzoug	560.2	Q 100 ANS	19.09	53.39	54.46	54.8	55.62	0.061464	4.77	4.01	7	2.01
oued merzoug	560.1	Q 100 ANS	19.09	52.39	53.2	53.8	55.5	0.088844	6.71	2.84	3.5	2.38
oued merzoug	555.41	Q 100 ANS	19.09	52.31	53.24	53.72	55	0.060489	5.87	3.25	3.5	1.95
oued merzoug	550.2	Q 100 ANS	19.09	52.26	53.33	53.67	54.5	0.06265	4.8	3.98	7	2.03
oued merzoug	550.12	Q 100 ANS	19.09	51.81	52.99	53.41	54.47	0.009855	5.38	3.55	3	1.58
oued merzoug	545.52	Q 100 ANS	19.09	51.69	52.83	53.29	54.41	0.010786	5.56	3.43	3	1.66
oued merzoug	545.35	Q 100 ANS	19.09	51.69	52.83	53.29	54.41	0.010786	5.56	3.43	3	1.66
oued merzoug	535.61	Q 100 ANS	19.09	51.53	52.65	53.13	54.29	0.011346	5.66	3.37	3	1.71
oued merzoug	530	Q 100 ANS	19.09	51.49	52.64	53.09	54.21	0.010755	5.56	3.44	3	1.66
oued merzoug	520	Q 100 ANS	19.09	51.34	52.47	52.94	54.09	0.011262	5.65	3.38	3	1.7
oued merzoug	510	Q 100 ANS	19.09	51.19	52.3	52.79	53.97	0.011705	5.73	3.33	3	1.74
oued merzoug	500	Q 100 ANS	19.09	51.04	52.14	52.64	53.85	0.012094	5.8	3.29	3	1.77
oued merzoug	490	Q 100 ANS	19.09	50.89	51.98	52.49	53.73	0.012462	5.86	3.26	3	1.8

oued merzoug	480	Q 100 ANS	19.09	50.74	51.82	52.34	53.6	0.012773	5.91	3.23	3	1.82
oued merzoug	470	Q 100 ANS	19.09	50.59	51.66	52.19	53.46	0.012999	5.95	3.21	3	1.84
oued merzoug	460	Q 100 ANS	19.09	50.44	51.5	52.04	53.33	0.013211	5.98	3.19	3	1.85
oued merzoug	450	Q 100 ANS	19.09	50.29	51.35	51.89	53.19	0.013409	6.02	3.17	3	1.87
oued merzoug	440	Q 100 ANS	19.09	50.14	51.19	51.74	53.06	0.013587	6.04	3.16	3	1.88
oued merzoug	430	Q 100 ANS	19.09	49.99	51.04	51.59	52.92	0.013749	6.07	3.14	3	1.89
oued merzoug	420	Q 100 ANS	19.09	49.84	50.88	51.44	52.78	0.013893	6.09	3.13	3	1.9
oued merzoug	410	Q 100 ANS	19.09	49.69	50.73	51.29	52.64	0.014021	6.11	3.12	3	1.91
oued merzoug	400	Q 100 ANS	19.09	49.54	50.58	51.14	52.49	0.014134	6.13	3.11	3	1.92
oued merzoug	390	Q 100 ANS	19.09	49.39	50.43	50.99	52.35	0.014235	6.15	3.11	3	1.93
oued merzoug	380	Q 100 ANS	19.09	49.24	50.27	50.84	52.21	0.014323	6.16	3.1	3	1.94
oued merzoug	370	Q 100 ANS	19.09	49.09	50.12	50.69	52.06	0.014405	6.17	3.09	3	1.94
oued merzoug	360	Q 100 ANS	19.09	48.94	49.97	50.54	51.92	0.014474	6.18	3.09	3	1.95

oued merzoug	350	Q 100 ANS	19.09	48.79	49.82	50.39	51.77	0.014535	6.19	3.08	3	1.95
oued merzoug	340	Q 100 ANS	19.09	48.64	49.67	50.24	51.63	0.014589	6.2	3.08	3	1.95
oued merzoug	330	Q 100 ANS	19.09	48.49	49.52	50.09	51.48	0.014605	6.2	3.08	3	1.96
oued merzoug	320	Q 100 ANS	19.09	48.34	49.37	49.94	51.33	0.014622	6.21	3.08	3	1.96
oued merzoug	310	Q 100 ANS	19.09	48.19	49.22	49.79	51.18	0.014638	6.21	3.07	3	1.96
oued merzoug	309.5	Q 100 ANS	19.09	47.69	48.59	49.29	51.12	0.020771	7.03	2.72	3	2.36
oued merzoug	300	Q 100 ANS	19.09	47.55	48.47	49.15	50.9	0.019717	6.9	2.77	3	2.3
oued merzoug	290	Q 100 ANS	19.09	47.4	48.33	49	50.68	0.018793	6.79	2.81	3	2.24
oued merzoug	280	Q 100 ANS	19.09	47.25	48.2	48.85	50.48	0.018039	6.69	2.85	3	2.19
oued merzoug	270	Q 100 ANS	19.09	47.1	48.06	48.7	50.29	0.017428	6.61	2.89	3	2.15
oued merzoug	260	Q 100 ANS	19.09	46.95	47.92	48.55	50.1	0.016936	6.54	2.92	3	2.12
oued merzoug	250	Q 100 ANS	19.09	46.8	47.78	48.4	49.92	0.016544	6.49	2.94	3	2.09
oued merzoug	240	Q 100 ANS	19.09	46.65	47.63	48.25	49.75	0.01628	6.45	2.96	3	2.07

oued merzoug	230	Q 100 ANS	19.09	46.5	47.49	48.1	49.59	0.01606	6.42	2.97	3	2.06
oued merzoug	220	Q 100 ANS	19.09	46.35	47.34	47.95	49.43	0.015877	6.39	2.99	3	2.05
oued merzoug	210	Q 100 ANS	19.09	46.2	47.2	47.8	49.26	0.015724	6.37	3	3	2.03
oued merzoug	209.5	Q 100 ANS	19.09	45.69	46.58	47.29	49.2	0.021971	7.17	2.66	3	2.43
oued merzoug	200	Q 100 ANS	19.09	45.55	46.45	47.15	48.96	0.020645	7.02	2.72	3	2.35
oued merzoug	190	Q 100 ANS	19.09	45.4	46.32	47	48.74	0.019556	6.88	2.77	3	2.29
oued merzoug	180	Q 100 ANS	19.09	45.25	46.19	46.85	48.52	0.018661	6.77	2.82	3	2.23
oued merzoug	170	Q 100 ANS	19.09	45.1	46.05	46.7	48.32	0.017932	6.67	2.86	3	2.18
oued merzoug	169.5	Q 100 ANS	19.09	44.6	45.46	46.2	48.26	0.02411	7.17	2.66	3	2.46
oued merzoug	160	Q 100 ANS	19.09	44.46	45.34	46.06	47.99	0.022361	7.15	2.67	3	2.43
oued merzoug	150	Q 100 ANS	19.09	44.31	45.21	45.91	47.74	0.020877	7.04	2.71	3	2.37
oued merzoug	140	Q 100 ANS	19.09	44.16	45.08	45.76	47.51	0.019748	6.91	2.76	3	2.3
oued merzoug	130	Q 100 ANS	19.09	44.01	44.94	45.61	47.29	0.018818	6.79	2.81	3	2.24

oued merzoug	129.5	Q 100 ANS	19.09	43.5	44.35	45.1	47.23	0.025171	7.19	2.65	3	2.48
oued merzoug	120	Q 100 ANS	19.09	43.36	44.23	44.96	46.95	0.023215	7.02	2.72	3	2.40
oued merzoug	110	Q 100 ANS	19.09	43.21	44.1	44.81	46.69	0.021557	6.99	2.73	3	2.36
oued merzoug	100	Q 100 ANS	19.09	43.06	43.97	44.66	46.44	0.020235	6.97	2.74	3	2.33
oued merzoug	90	Q 100 ANS	19.09	42.91	43.84	44.51	46.22	0.019218	6.84	2.79	3	2.26
oued merzoug	89.5	Q 100 ANS	19.09	42.4	43.24	44	46.16	0.025571	7.20	2.65	3	2.50
oued merzoug	80	Q 100 ANS	19.09	42.26	43.12	43.86	45.88	0.023533	7.12	2.68	3	2.45
oued merzoug	70	Q 100 ANS	19.09	42.11	43	43.71	45.61	0.02181	7.07	2.70	3	2.39
oued merzoug	60	Q 100 ANS	19.09	41.96	42.87	43.56	45.36	0.020437	6.99	2.73	3	2.34
oued merzoug	50	Q 100 ANS	19.09	41.81	42.73	43.41	45.13	0.019384	6.86	2.78	3	2.28
oued merzoug	49.5	Q 100 ANS	19.09	41.31	42.15	42.91	45.07	0.025615	7.26	2.63	3	2.50
oued merzoug	40	Q 100 ANS	19.09	41.17	42.04	42.77	44.79	0.02348	7.20	2.65	3	2.49
oued merzoug	30	Q 100 ANS	19.09	41.02	41.91	42.62	44.52	0.021786	7.15	2.67	3	2.42

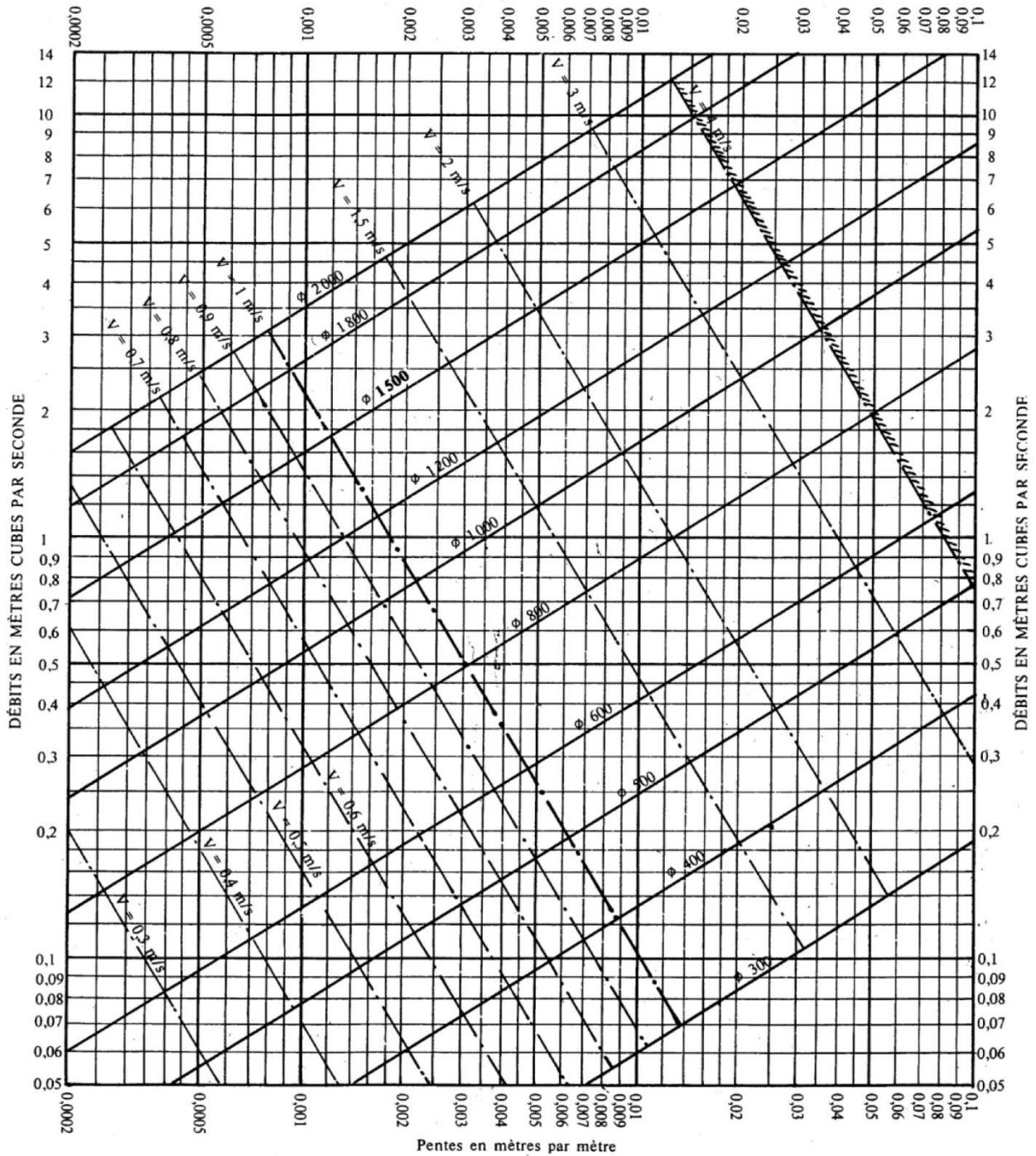
oued merzoug	20	Q 100 ANS	19.09	40.87	41.78	42.47	44.27	0.020418	6.99	2.73	3	2.34
oued merzoug	10.5	Q 100 ANS	19.09	40.73	41.66	42.33	44.06	0.019367	6.86	2.78	3	2.27
oued merzoug	10	Q 100 ANS	19.09	40.22	41.06	41.82	43.99	0.025747	7.12	2.68	3	2.48
oued merzoug	0	Q 100 ANS	19.09	40.07	40.94	41.67	43.69	0.023557	7.01	2.72	3	2.44

TABLEAUX A.8

# Annexe

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires)



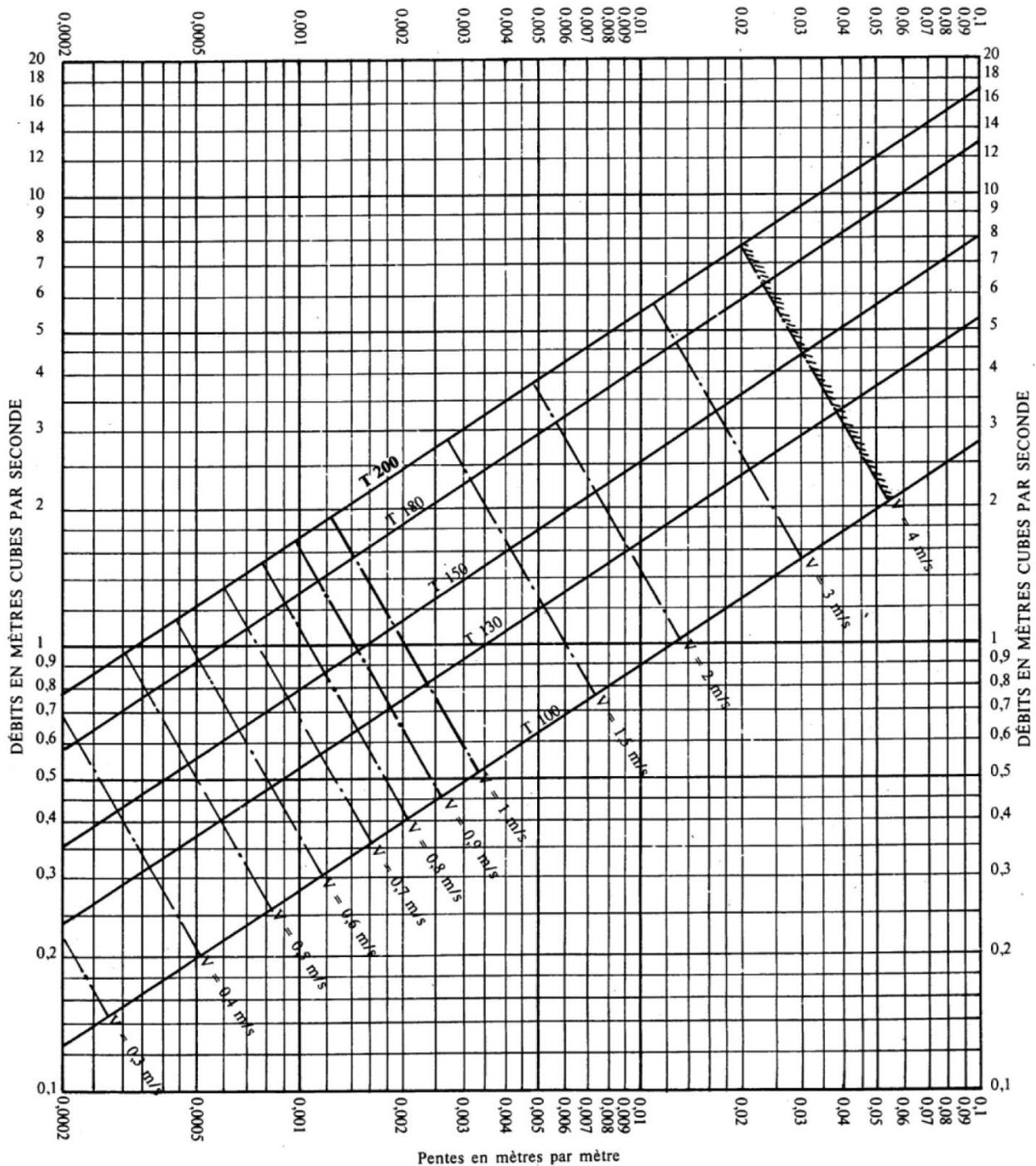
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $V = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

# Annexe

ABAQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations ovoïdes)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $\gamma = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

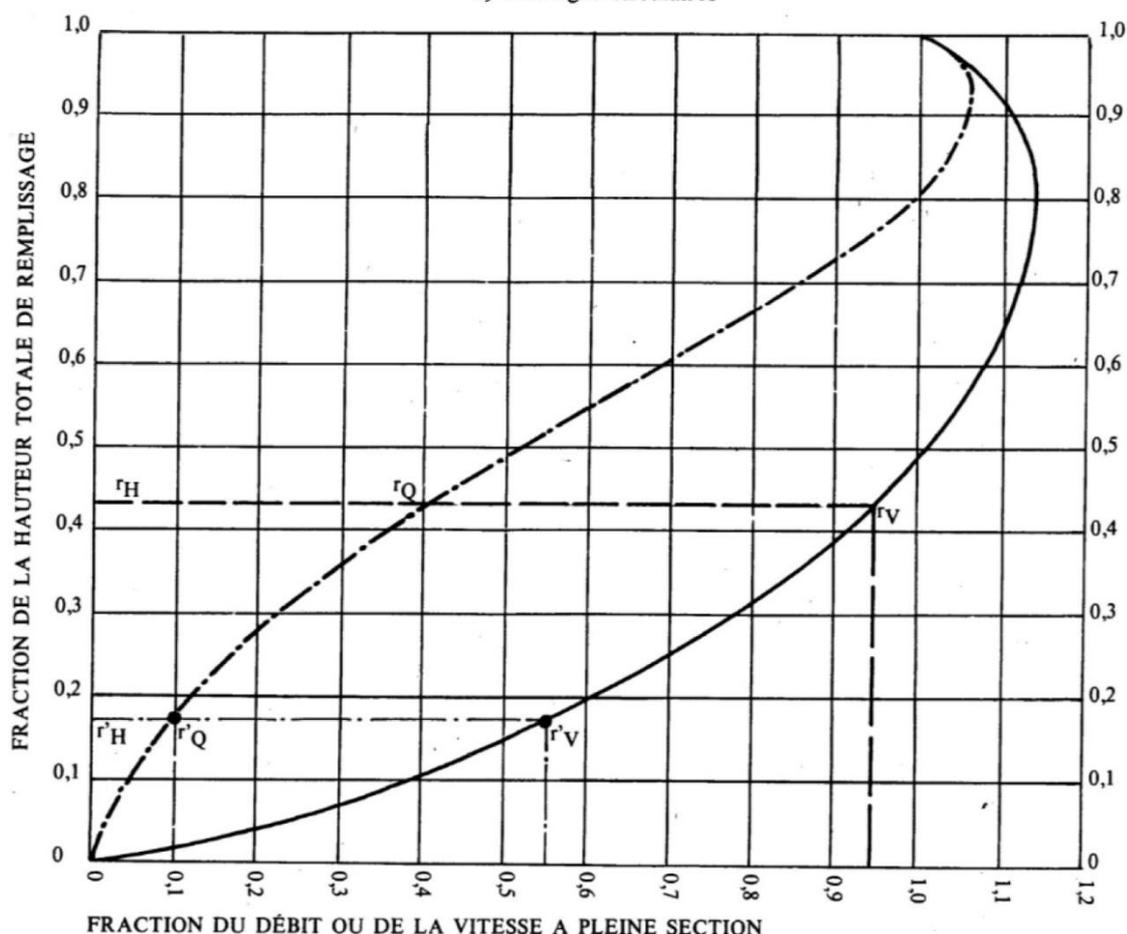
Source : Instruction Technique 1977

# Annexe

## ABAQUE 3-a

### VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

#### a) Ouvrages circulaires



#### MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

#### Exemples :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r'_V = 0,55$  et  $r'_H = 0,17$  (autocurage).

**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1,14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

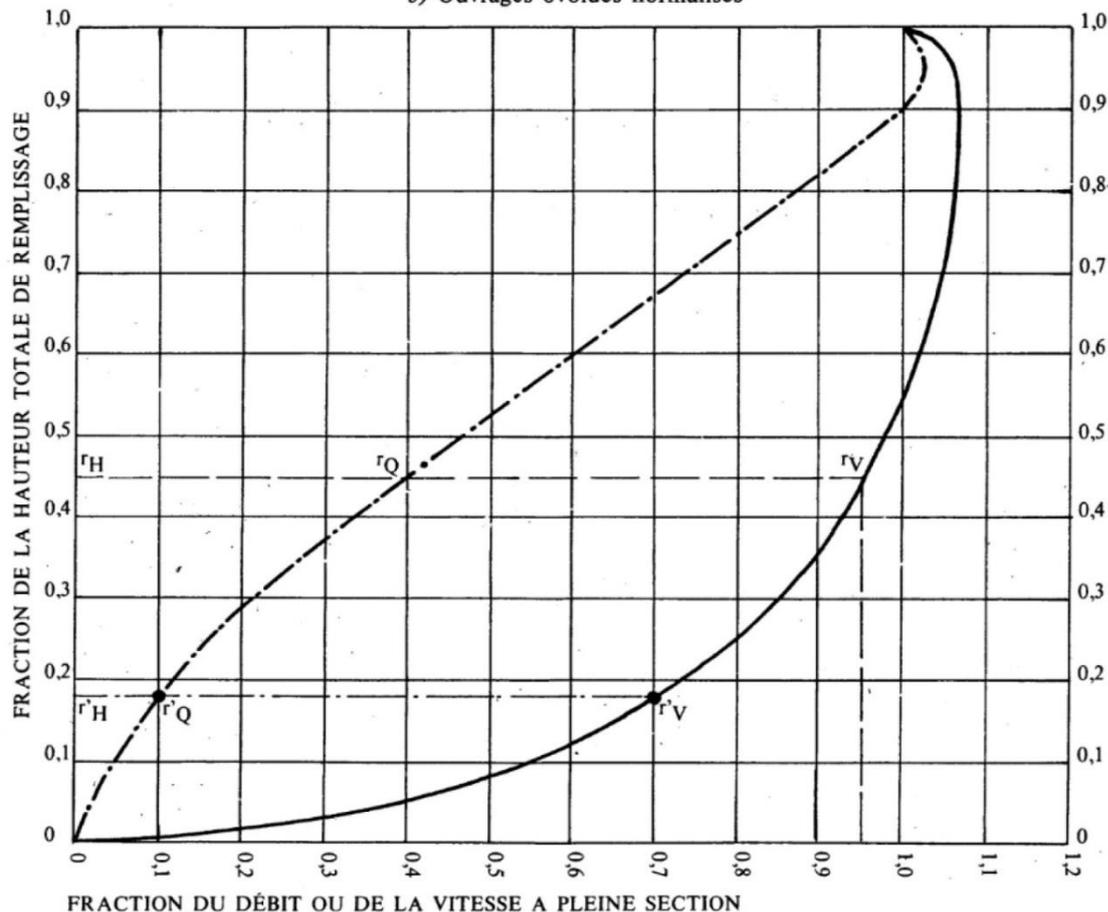
Source : Instruction Technique 1977

# Annexe

## ABAUQUE 3-b

### VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

#### b) Ouvrages ovoïdes normalisés



#### MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

#### Exemples :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,45$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r'_V = 0,70$  et  $r'_H = 0,18$  (autocurage).

**Nota.** - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,90$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,03$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1,07$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,90$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Source : Instruction technique 1977

