الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL
FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah
ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵏⵍⵍⴰ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵏ ⵏ ⵜⵓⵙⵉⵢⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Etude d'aménagement hydraulique d'Oued SIDI MHAMED pour la protection de l'école FERRARSA BENYAHIA contre les inondations (W.MEDEA)

Présenté par :
LARAIBI LOTFI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	M.A.A	Examinateur
BOUZIAN Maamar	M.A.A	Examinateur
BENOUAKLI Bachir	Professeur	Promoteur

Session Juin 2023

Dédicace

C’est avec profonde gratitude et sincéres mots que je dédie ce modeste travail de fin d’étude

À ma mère et mon père, mes piliers solides dans les moments difficiles, qui ont fait de moi un homme;

À mon frère exceptionnel et à ma sœur exemplaire, vous êtes les meilleurs;

tous nos professeurs qui nous ont enseigner

et á tous ceux qui nous sont chers.

Remerciements

Dieu tout puissant, merci de m'avoir donner la force et le courage pour avoir atteint ce que je désirais.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance à le promoteur de ce mémoire, **Mr Benouakli** , pour sa patience.

Je désire aussi remercier les professeurs de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

A mes parents pour son amour et son soutient qui m'a toujours porté ainsi qu'à ma famille.

ملخص

تواجهنا مشكلة الكوارث الطبيعية بشكل عام ومخاطر الفيضانات بشكل خاص كظواهر لا يستطيع الإنسان السيطرة عليها .ومع ذلك، يمكن للإنسان أن يقلل من الأضرار الناجمة عنها بهدف الحفاظ على الأرواح البشرية .

تعتبر الجزائر، على وجه الخصوص، مثالاً بارزاً لهاته لمجهودات المبذولة في هذا المجال .يهدف هذا العمل إلى تحديد حجم نظام التطوير الهيدروليكي اللازم للسماح بمرور فيضانات واد سيدي محمد ببلدية المفاتحة بولاية المدية ولتحقيق هذا الهدف، لجأنا إلى العديد من التخصصات أولاً، قمنا بإجراء دراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتقدير تدفقات المیا .ثم قمنا بدراسة طوبوغرافية وهيدروليكية باستخدام برنامج HEC-RAS لمحاكاة السيناريوهات المختلفة .وأخيراً، حددنا المتغيرات التخطيطية المقترحة لنتمكن من اختيار البديل الأكثر ملاءمة من الناحية التقنية والاقتصادية.

الكلمات المفتاحية

مخاطر الفيضانات؛ وادي سيدي محمد؛ كوارث طبيعية؛ الوقاية من الفيضانات؛ تطوير الهيدروليكي للظواهر. البديل الوقائي.

Résumé : La problématique des catastrophes naturelles, y compris l'aléa des inondations, représente des phénomènes incontrôlables par l'homme. Cependant, l'objectif principal demeure de minimiser les dégâts afin de préserver avant tout les vies humaines. Ce dernier aspect est particulièrement marquant à l'échelle mondiale, et plus spécifiquement en Algérie. Le présent travail vise à dimensionner un système d'aménagement hydraulique afin de permettre la circulation des crues de l'OUED SIDI MHAMED dans la ville MFATHA, située dans la wilaya de MEDEA. Dans cette optique, nous avons mobilisé différentes disciplines. En premier lieu, une étude hydrologique a été réalisée pour analyser les précipitations et quantifier les débits. Ensuite, une étude topographique et hydraulique a été menée en utilisant le logiciel HEC-RAS pour simuler différentes configurations. Enfin, nous avons décrit les variantes d'aménagement proposées afin de sélectionner celle qui serait la plus adaptée d'un point de vue technique et économique.

Mots clés

L'aléas Inondations ; Oued Sidi Mhamed ; catastrophes naturelles ; Protection contre inondation ; l'aménagement hydraulique ; phénomènes ; Variante de protection

Abstract : The issue of natural disasters, including specifically the hazard of floods, is one that humans cannot control, but efforts are made to minimize the resulting damage with the primary goal of preventing loss of human life. This represents a significant undertaking globally, and particularly in Algeria. The objective of this study is to determine the appropriate sizing of a hydraulic system to facilitate the passage of floods in SIDI MHAMED as they traverse the city of MFATHA, situated in the wilaya of MEDEA. To achieve this, multiple disciplines have been employed. Initially, a hydrological study was conducted to analyze precipitation patterns and quantify flow rates. Subsequently, a topographic and hydraulic study was performed using the HEC-RAS software for simulation purposes. Finally, a description of proposed development alternatives was provided to enable the selection of the most suitable option from both technical and economic perspectives.

KEY WORDS

Flood hazards; Oued SIDI MHAMED; Natural disasters; Flood protection; hydraulic system;

Tables des matiéres

INTRODUCTION GÉNÉRALE 1
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude **4**
I.1) Introduction : 4
I.2) Position géographique du site: 5
I.3) Climatologie: 5
I.4) Température: 6
I.5) Pluviométrie : 6
Chapitre II: ÉTUDE HYDROLOGIQUE **7**
II.1) Introduction: 7
II.2) Les reliefs: 8
II.2.1) Répartition et courbe hypsométrique 8
II.2.2) Les altitudes caractéristiques : 10
II.2.3) Indice de pente global I_g : 11
II.2.4) Pente moyenne des bassins versants (Im) : 11
II.2.5) Conclusion: 13
II.3) Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants : 13
II.3.1) Définition du bassin versant : 13
II.3.2) Caractéristiques Morphologique : 13
II.3.3) Le réseau hydrographique : 15
II.4) Analyse des données pluviométrique: 21
II.4.1) Acquisition des données: 21
II.4.2) Précipitations maximales journaliéres dans la région: 21
II.4.3) Calcul des caractéristiques empiriques de l'échantillion: ... 23
II.4.4) Ajustement des séries pluviométrique: 23
II.5) Évaluation des apports: 33

II.5.1) Apport moyen interannuel: 33
II.5.2) Les caractéristiques de l'écoulement: 34
II.5.3) Évaluation des apports solides : 37
II.6) Étude des crues et différents paramétres: 38
II.6.1) Différentes méthode d'évaluation des crues: 38
II.6.2) Détermination du débits des points 40
Chapitre III: ÉTUDE DES ÉCOULEMENTS. 44
III.1) Introduction: 44
III.2) Description du réseau á simuler: 44
III.3) Généralités 45
III.3.1) Écoulement á surface libre: 45
III.3.2) Types d'écoulements: 45
III.3.3) Régime d'ecoulement: 47
III.4) Modélisation du cours d'eau non Aménagé 49
III.4.1) Modélisation de l'écoulement 49
III.4.2) Démarche de la simulation 50
III.5) Conclusion 61
Chapitre IV: ÉTUDE DES VARIANTES D'AMÉNAGEMENT. 62
IV.1) Introduction 62
IV.2) Variantes proposées 62
IV.2.1) La formule de dimensionnement des canaux 63
IV.2.2) Choix des paramètres de dimensionnement 63
IV.2.3) Variantes proposées 64
IV.3) Étude des variantes 65
IV.3.1) Première variante : Canal en gabion de forme trapézoïdale 65
IV.3.2) Deuxiéme variante: Canal en béton armé de forme trapézoïdale 74
IV.3.3) Choix de la vatiante d'aménagement 83

Chapitre V: Organisation de chantier 86
V.1) Introduction 86
V.2) Devis quantitatif et estimatif du projet 86
V.2.1) Calcul du volume des travaux 86
V.3) Planification 87
V.3.1) Définition de la planification 87
V.3.2) Objectifs de la planification 88
V.3.3) Méthodes de planification 88
V.3.4) Choix de la méthode de calcul 90
V.3.5) Diagramme de Gantt 91
V.3.6) Conclusion 94
CONCLUSION GÉNÉRALE 95

Table des figures

Figure I.2: Vue satellitaire de commune (Source : Google Earth)..... 5
Figure I.3 Les précipitations de la wilaya de Medea (Sous Arcgis).... 6
Figure II.1 Délimitation du bassin versant. 7
Figure II.2 Courbe hypsométrique du bassin versant 8
Figure II.3 Illustration d'hypsométrie du bassin versant. 9
Figure II.4 Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL. 26
Figure II.5 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon 27
Figure II.7 Graphique de l'ajustement à la loi de Log Normale. 30
Figure II.6 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale et de l'échantillon 30
Figure II.8 Comparaison des deux lois 32
Figure III.1 Situation de la zone d'étude 44
Figure III.2 Logiciel open source HEC-RAS 6.1 49
Figure III.3 Dessin et édition des sections en travers 51
Figure III.4 Introduction du débit correspondant à 100 ans..... 52
Figure III.5 Introduction des valeurs de Manning pour le fond et les berges. 53
Figure III.6 Courbe de tarage 55
Figure III.7 Vue en perspective..... 55
Figure III.8 Section en travers..... 57
Figure III.9 Carte des pronfondeurs tirée de Ras Mapper 60
Figure IV.1 État d'écoulement à travers la section 68
Figure IV.2 État d'écoulement à travers la section de départ 68

Figure IV.3 État d'écoulement à travers la section d'arrivée..... 69
Figure IV.4 Vue des sections en perspective XYZ..... 69
Figure IV.5 Illustration de calculs des volumes déblai et remblai. ... 73
Figure IV.6 Interface d'utilisateur de FlowMaster. 75
Figure IV.7 Introduction des données pour le tronçon et résultats de calcul de section trapézoïdale. 76
Figure IV.8 Section de tronçon. 77
Figure IV.9 Simulations sous HEC-RAS du canal trapézoïdal. 77
Figure IV.10 Profil de la surface d'eau et du radier du canal Avec une pente de 1.4%. 78
Figure IV.13 Illustration de calculs des volumes déblai et remblai. 83
Figure V.1 L'opération A précède l'opération B. 88
Figure V.2 L'opération A précède l'opération B. 88
Figure V.3 Diagramme de Gantt 93

Listes des tableaux

Tableau II.1 de calcul de l'altitude moyenne du bassin versant 10

Tableau II.2 Indice de pente globale (Ig). 11

Tableau II.3 Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant..... 12

Tableau II.4 pente moyenne de bassin versant Im..... 12

Tableau II.5 Paramètres géométriques. 13

Tableau II.6 15

Tableau II.7 La pente moyenne des cours d'eau principale..... 16

Tableau II.8 Temps de concentration Tc. 18

Tableau II.9 Cractéristiques hydromorphométriques du bassin versant. 20

Tableau II.10 Pluies journalières observées à la station de **MONGORO(ZOUBIRIA) (W. Médéa).** 22

Tableau II.11 Caractéristiques de la série avec N=34 ans. 23

Tableau II.12Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL. 26

Tableau II.13 Résultats de l'ajustement à la loi de Log-Normale. 29

Tableau II.14 Apports moyens interannuels..... 34

Tableau II.15 Les caractéristiques d'écoulement. 36

Tableau II.16 Les apports solides 38

Tableau II.17 Valeur de coefficient de ruissellement C. 41

Tableau II.18 Le coefficient de ruissellement 42

Tableau II.19 Les débits de crues de bassin versant pour une période de retour de 100 ans. 43

Tableau III.1 Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations 58
Tableau IV.1 Les valeurs du coefficient de rugosité n 64
Tableau IV.2 Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de lavitesse (Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi) 65
Tableau IV.3 Débit et nombre d'étages K**.** 66
Tableau IV.4 Débit et nombre d'étages K 67
Tableau IV.5 Résultat de simulation du tronçon avec une section aménagée en trapézoïdal 70
Tableau IV.6 Devis de la variante canal en gabion 73
Tableau IV.7 Les dimensions du canal..... 74
Tableau IV.8 Résultats de calcul de la section trapézoïdale du tronçon parFlowMaster 76
Tableau IV.9 Résultat de simulation du tronçon avec une section aménagée en trapézoïdal 79
Tableau IV.10 Résultat de calcul volume de propreté 82
Tableau IV.11 Résultat de calcul du volume de béton dosé à 350kg. 82
Tableau IV.12 Le devis de la variante proposée..... 83
Tableau IV.13 Les avantages et les inconvénients des variantes proposées..... 84
Tableau V.1 Le coefficient de foisonnement selon le type du sol..... 87
Tableau V.2 Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation d'un canal en gabillon. 92

Tableau V.3 Succession des tâches de réalisation du canal en gabillon. 93

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'eau, sous toutes ses formes, joue un rôle crucial dans la vie humaine. Cependant, elle est également source de problèmes graves, notamment dans les domaines de la santé et de l'environnement.

Une inondation est la conséquence d'un cours d'eau qui sort de son lit habituel, provoquant ainsi la submersion de zones normalement sèches. Ce terme peut également s'appliquer à la saturation d'un creux topographique par les eaux de ruissellement locales, que l'on appelle alors inondation pluviale. Ces phénomènes se différencient par la vitesse d'écoulement de l'eau, le volume d'eau évacué et la hauteur de l'eau

Les plus fortes crues des cours d'eau de l'Algérie se manifestent en automne et en hiver à cause des orages et des averses intenses **(TOUAIBIA.b, (Mars 2004))**, ces fortes crues engendrent des inondations catastrophiques dont les dégâts humaines et matériels ont été toujours très élevés d'où l'historique des inondations en Algérie montre que 1/3 des commune de l'Algérie sont susceptibles d'être inondées.

A cause du risque d'inondation présenté par l'Oued Sidi Mhamed, qui a causé la fermeture de l'école de Ferrarsa Ben Yahia. Notre présente étude a pour objet la protection de la commune de l'école de Ferrarsa Ben Yahia contre

les inondations et d'aménager l'oued, pour atteindre ces objectif, ce travail s'articule autour des chapitres suivants :

Le premier chapitre: La présentation de la zone d'étude, ce chapitre nous permettra de faire un diagnostic détaillé de l'ensemble des différents éléments caractérisant le territoire communal de Mfatha sur le plan topographique, géologique, démographique et hydraulique.

Le deuxième chapitre : Dans le cadre de l'étude hydrologique, nous avons analysé les caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant, ainsi que les pluies maximales journalières, afin de calculer les intensités nécessaires pour déterminer le débit de crue pour différentes périodes de retour. Ces informations nous ont permis de choisir l'aménagement approprié et de délimiter les zones inondables pour notre projet.

Le troisième chapitre : Nous avons réalisé une étude hydraulique visant à déterminer les hauteurs des tirants d'eau correspondant aux débits prévus dans l'étude hydrologique. Pour ce faire, nous avons combiné les données de l'étude hydrologique avec les paramètres de la géométrie, de la pente et de la rugosité, pour les utiliser comme entrées dans le modèle hydraulique HEC-RAS et obtenir en sortie les niveaux d'eau correspondants.

Le quatrième chapitre : Nous serons en mesure de proposer des solutions sous forme de schémas d'aménagement variés, afin de sélectionner celui qui sera le mieux adapté pour protéger les enjeux exposés aux risques d'inondation à venir.

Le Cinquième chapitre : Dans ce chapitre consacré au management de projet, nous abordons le sujet du devis quantitatif et estimatif ainsi que de l'organisation de chantier, éléments indispensables pour mener à bien notre projet d'aménagement en garantissant les meilleures conditions de sécurité et en respectant les délais d'exécution

Chapitre I: : Présentation de la zone d'étude

I.1) Introduction :

L'eau en Algérie se manifeste en automne et en hiver à cause des orages et des averses Intenses, ces fortes crues peuvent entraîner des crues catastrophiques, leur destruction Humanité.

L'Algérie connaît occasionnellement des inondations manifeste de manière catastrophique. Par conséquent, aucune inondation violente ne se produira pas toujours lié à des conditions météorologiques particulières, mais dans de nombreux cas souvent, ils se produisent lors d'épisodes pluvieux ordinaires et saisonnie.

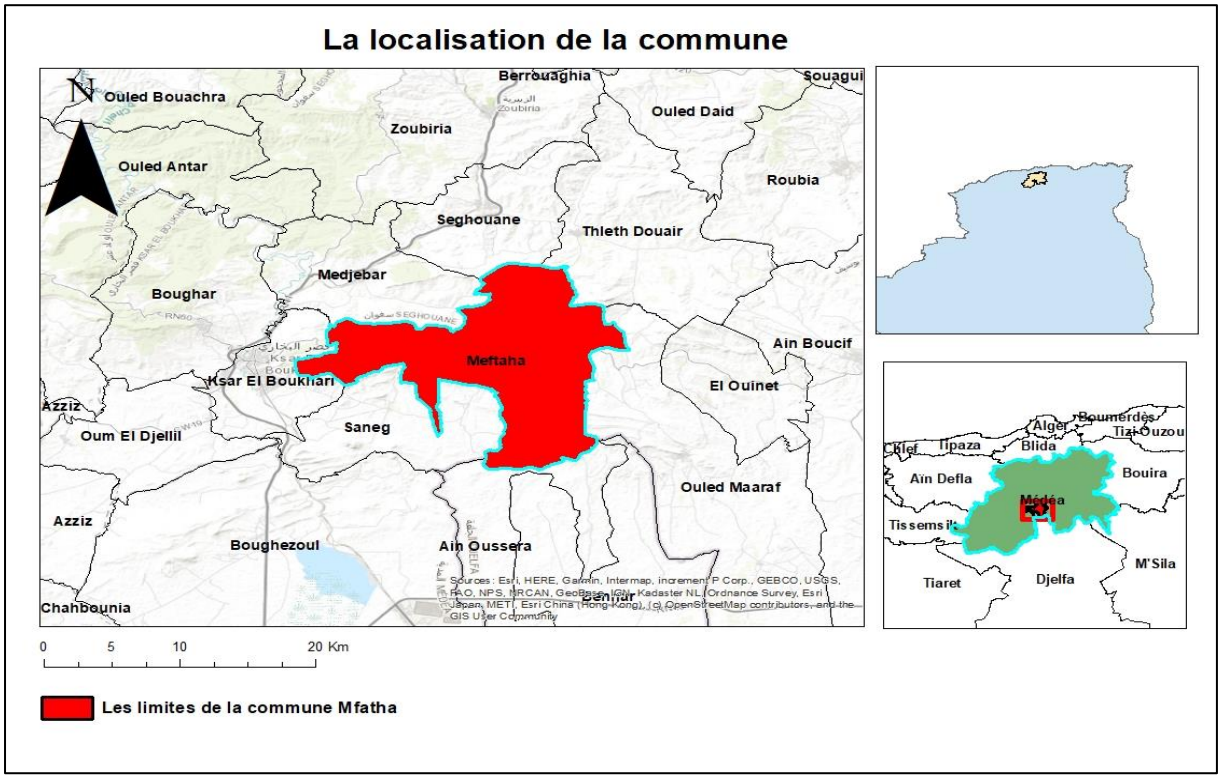


Figure I.1 Localisation et étendue de la zone d'étude

I.2) Position géographique du site:

La commune de M'FATHA est située dans l'extrême nord des hautes plaines centrales algériennes à environ 152 km au sud d'Alger et à 76 km au sud-est de Médéa et à 20 km à l'est de Ksar el Boukhari, avec une superficie de 148,25km^2.

Les communes limitrophes du M'FATHA sont :

Kser el boukhari, Ouled maaref, Tlatet Eddouiar, Moudjbar.



Figure I.1: Vue satellitaire de commune (Source : Google Earth)

I.3) Climatologie:

Le climat de la région est de type semi-aride avec c'est un climat ou l'été est sec et chaud, et l'hiver froid. Ceci s'explique par la morphologie du site, situé

entre deux régions totalement différentes, une région au relief montagneux et une région steppique plate au climat aride.

I.4) Température:

La température est très variable, en été le thermomètre côtoie en moyenne les 32 c°, tandis qu'en hiver, la température atteint les 3 c° et moins.

I.5) Pluviométrie :

La pluviométrie varie entre de 400 et 600 mm par an avec une moyenne de 496mm, s'étalant sur 68 jours de pluie durant l'année.

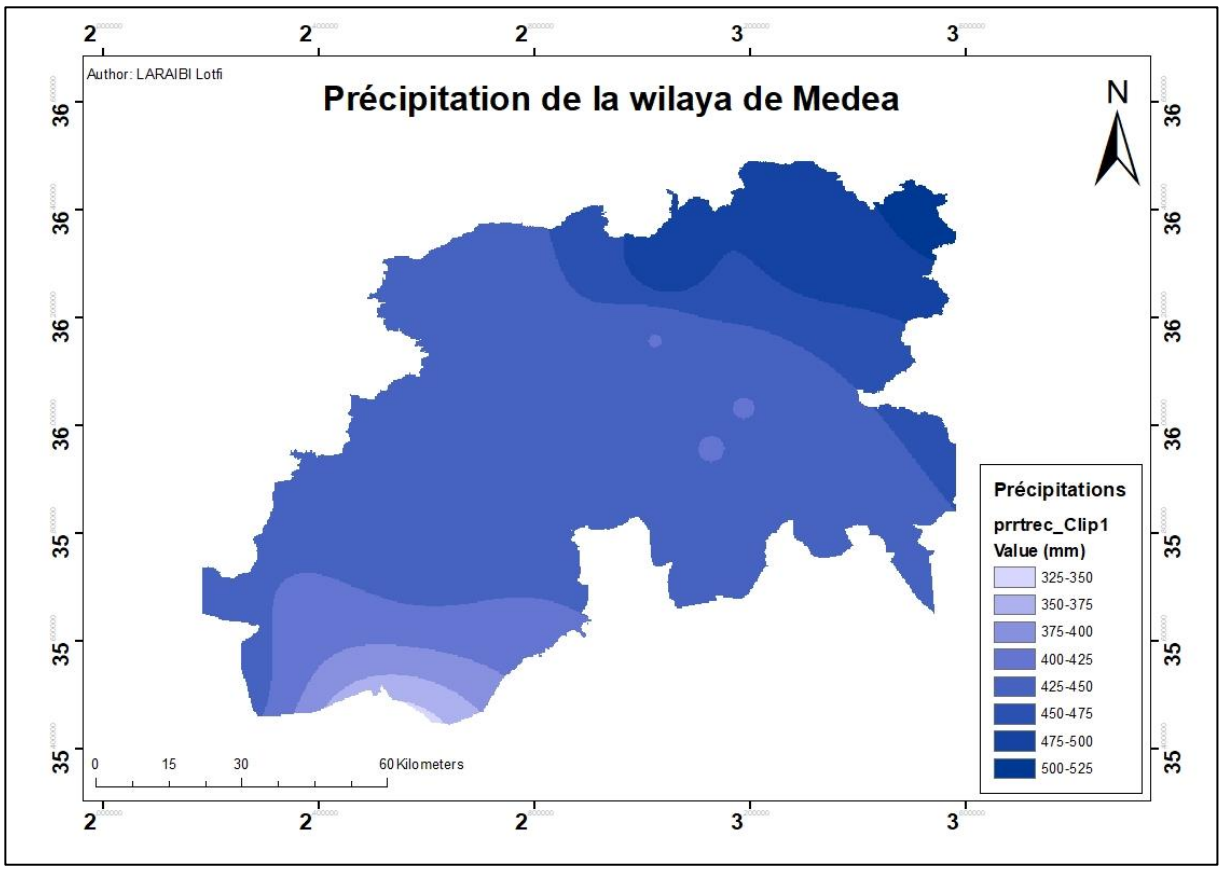


Figure I.2 Les précipitations de la wilaya de Medea (Sous Arcgis)

Chapitre II: : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

II.1) Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle d'une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques des talwegs qui traversent la ville tels que les débits des crues, les apports des micros bassins (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

L'étude du cycle dans la nature à une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques sont liées aux paramètres hydrologiques.

La zone d'étude

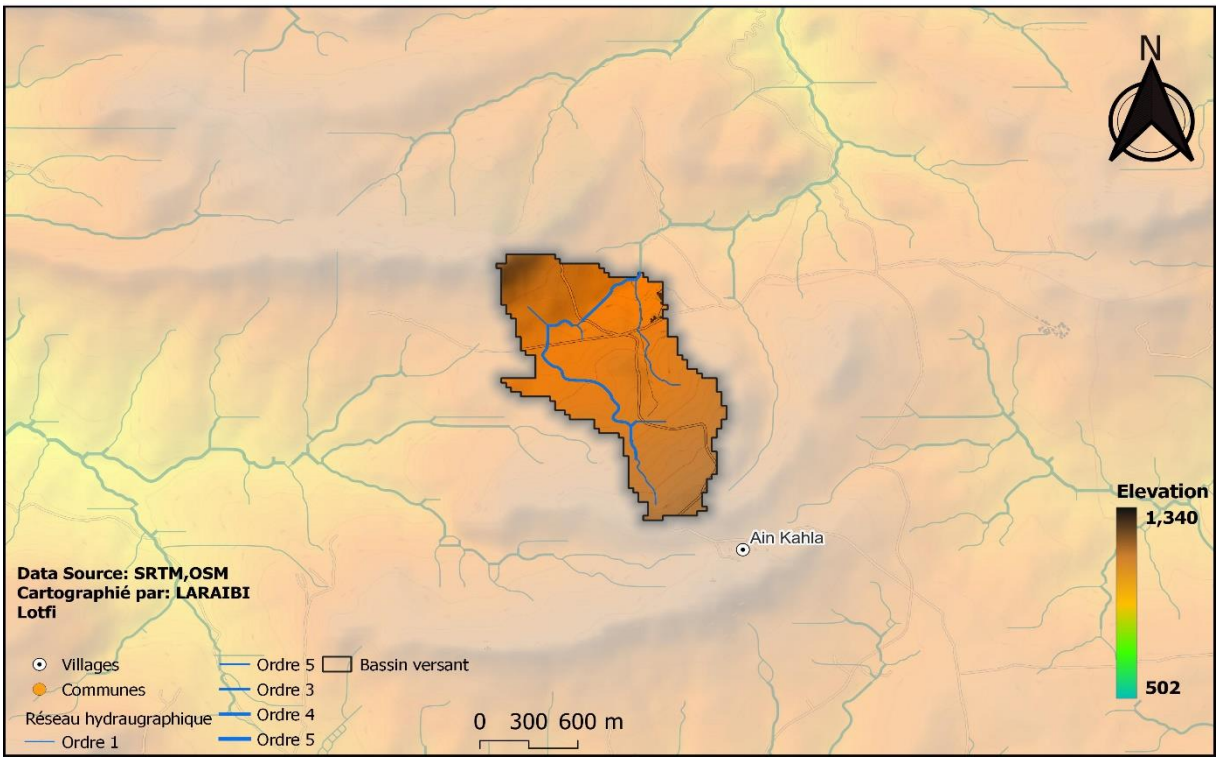


Figure II.1 Délimitation du bassin versant.

II.2) Les reliefs:

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures… etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

II.2.1) Répartition et courbe hypsométrique

Les courbes hypsométriques peuvent servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.

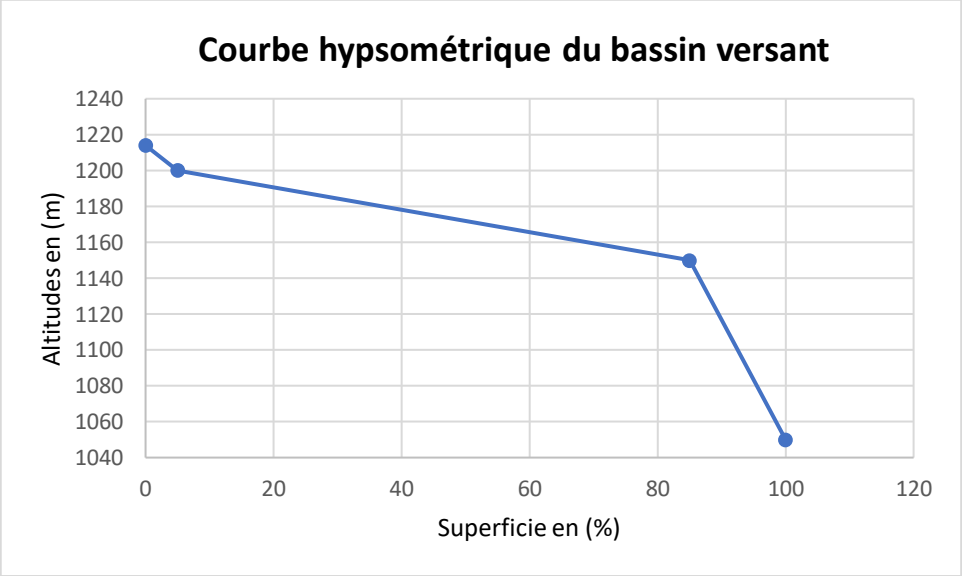


Figure II.2 Courbe hypsométrique du bassin versant

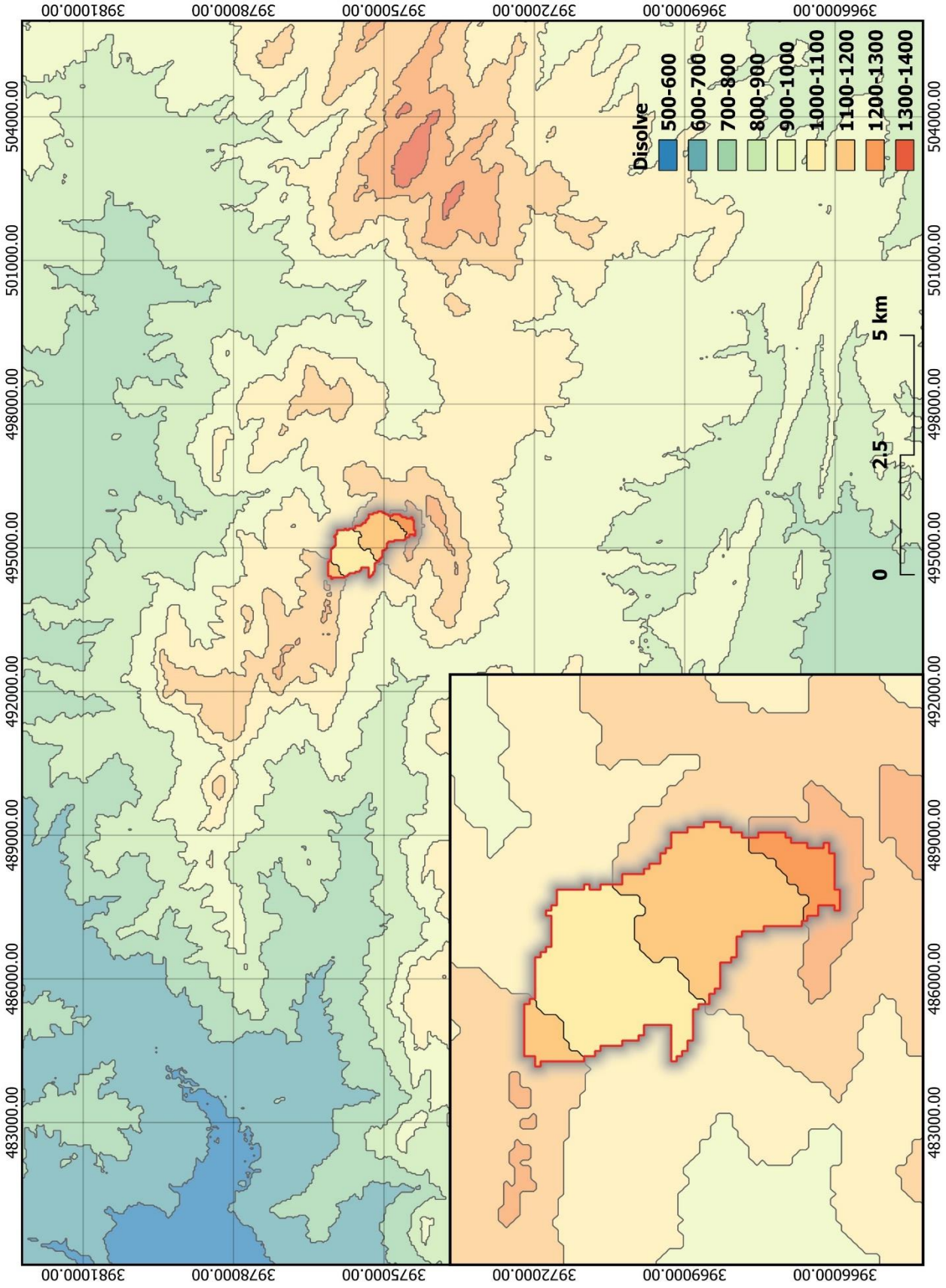


Figure II.3 Illustration d'hypsométrie du bassin versant.

II.2.2) Les altitudes caractéristiques :

L'altitude moyenne peut calculée par deux méthodes :

- **Méthode graphique :**
  Hm est déduite graphiquement de la courbe hypsométrique

- **Méthode analytique :**

$$H_i = \frac{\sum S_i . H_i}{S} \dots\dots\dots \text{II-1}$$

Avec Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km2)

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

H moy : Altitude moyenne du B.V (m).

Tableau II.1 de calcul de l'altitude moyenne du bassin versant

Altitude (m)	Hi (m)	Surfaces Partielle (Km^2)	Surfaces Partielle (%)	Hi,Si ($m.Km^2$)	Surface Cumules (Km^2)	Surface Cumules (%)
1300-1200	1200	0.02	5	24	0.02	5
1200-1100	1150	0.32	80	368	0.34	85
1100-1000	1050	0.06	15	63	0.4	100
Somme		0.4	100	455		
Hmoy= 1140						

II.2.3) Indice de pente global I_g :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant.

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique. Il et donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H5\% - H95\%}{L} \dots\dots\dots \text{II-2}$$

Avec : D : Dénivelée entre H5% et H95% (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

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

Tableau II.2 Indice de pente globale (Ig).

	H5%(m)	H95%(m)	H5%- H95%	L (km)	Ig(m/ km)
BV	1200	1075	125	1.5	8.2

II.2.4) Pente moyenne des bassins versants (Im) :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration Tc) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 \ldots\ldots\ldots + 0.5l_n)}{S} \ldots\ldots\ldots \text{II-3}$$

Avec : ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m).

Li : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,……, n (m).

S : Surface du bassin versant (Km2).

Tableau II.3 Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant

N°	Courbes de niveau (m. NGA)	ΔH (m)	Longueur (m)
1	1070	30	180
2	1100	100	400
3	1200	14	200
	1214		

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 pente moyenne de bassin versant Im

Bassin versant	BV
Im (%)	1.09

II.2.5) Conclusion:

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue, géologie, hydrogéologie. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

II.3) Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants :

II.3.1) Définition du bassin versant :

Un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête, dont les eaux alimentent un exutoire commun (cours d'eau ou lac). La ligne séparant deux bassins versants adjacents est une ligne de partage des eaux.

Il est aussi défini comme la totalité de la surface drainée par une cour d'eau et ses affluents en amont de cette section.

II.3.2) Caractéristiques Morphologique :

- **Paramètres géométriques :**

Tableau II.5 Paramètres géométriques.

Bassin versant	Superficie du bassin versant en (Km^2)	Périmètre du bassin (km)	Longueur des talwegs principaux (km)
BV	0.404	2.5	0.55

- **Paramétres de forme:**

a) Indice de capacité de Gravelius:

$$K_c = \frac{P_{BV}}{2\sqrt{\pi S_{BV}}} \dots\dots\dots \text{II-4}$$

Avec : P_{BV} : Périmètre du bassin versant (Km).

S_{BV} : Surface du bassin versant (Km^2).

-Si : Kc = 1 : le bassin est ramassé.

-Si : Kc> 1 : le bassin est allongé.

Kc=1.11>1 $\Longrightarrow$ Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

b) Rectangle equivalent:

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 de rectangle equivalent:

$$L = \frac{K_c.\sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right) \dots\dots\dots \text{II-5}$$

Et on déduire la largeur de rectangle équivalent par la formule suivant :

$$P=2(L+l)$$

Tableau II.6

Bassin versant	longueur de rectangle equivalent (L) (Km)	Largeur de rectangle équivalent (L) (Km)
BV	0.63	0.62

II.3.3) Le réseau hydrographique :

II.3.3.1) Caractéristiques hydrographiques :

A. Pente moyenne de cours d'eau:

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots \text{II-6}$$

Avec : **Pmoy** : pente moyenne du cours d'eau [m/km].

ΔH: dénivellation entre deux points suffisamment distance [m].

ΔL: longueur du cours d'eau principal [km].

Tableau II.7 La pente moyenne des cours d'eau principale.

Bassin versant	BV
P_{moy}(%)	1.45

B. Densité de drainage:

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs Li 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 en Km/K0m2.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \text{ ... ... II-7}$$

Avec: $\sum_{i=1}^{n} L_i$: Longueur total des talwegs d'ordre i en Km.

S: Surface de bassin versant en Km2.

Dd: densité de drainage [km/km²].

Bassin versant	**BV**
Dd	1.37

C. Temps de concentration:

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie de bassin la plus éloignée pour parvenir à l'exutoire. Il peut être calculé par plusieurs formules :

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{S} + 1.5 * L}{\sqrt{0.8 * (H_{moy} - H_{min})}} \dots\dots\dots \text{II-8}$$

Avec:

Tc : Temps de concentration (heures).

S : Superficie du bassin versant (km²).

L : Longueur du talweg principal (km).

Hmoy : Altitude moyenne du B.V (m).

Hmin : Altitude minimale du B.V (m).

- **Formule de CALIFORNIA CULVERT PRACTICE :**

$$\boldsymbol{T_c} = \left(\frac{0.86 * L^3}{H_{max} - H_{min}}\right)^{0.386} \dots\dots\dots \text{II-9}$$

Oú: Hmax, et Hmin sont les Altitudes maximale et minimale du Bassin versant.

- **Formule de KIRPICH:**

$$T_c = 0.6615 * L^{0.77} {I_{moy}}^{-0.385} \dots\dots\dots \text{II-10}$$

Imoy: pente moyenne du bassin versant.

L: longueur du talweg principale en Km

- **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{I_{moy}}} \dots\dots\dots \text{II-11}$$

Imoy : pente moyenne du bassin versant.

S: surface du bassin versant en (km^2).

Tableau II.8 Temps de concentration Tc.

Formule	GIANDOTTI	CALIFORNIA	KIRPICH	Ventura
Tc	0.5 heures	0.07 heures	0.18 heures	0.24 heures

Remarque:

Sur la base de ces résultats et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la moyenne des valeurs car elles ne sont pas proche entre eux même ci la valeur trouvée selon la formule de GIANDOTTI est très grande malgré qu'elle est d'emploi fréquent en Algérie et elle tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

Alors: **Tc=0.25heures**

D. Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse donnée par la formule suivante:

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots \text{II-12}$$

L: Longueur de talweg principal en [Km].

Tc: temps de concentration en [heure].

$\Longrightarrow$ **V_R=2.2 km\h**

Tableau II.9 Cractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

CARACTERISTIQUES		UNITE	SYMBOLE	VALEUR
Surface		km²	S	**0,4**
Périmètre		km	P	**2,5**
Rectangle équivalent	**Longueur**	km	L	**0.63**
	largeur	km	l	**0.62**
Altitude	**maximale**	m	H_{max}	**1214**
	minimale	m	H_{min}	**1071**
	moyenne	m	H_{moy}	**1140**
	médiane	m	$H_{50\%}$	**1150**
	H5%	m	$H_{5\%}$	**1200**
	H95%	m	$H_{95\%}$	**1075**
Indice de	**compacité**	/	K_c	**1,11**
	pente globale	m/km	I_g	**8,2**
pente moyenne du bassin versant		%	I_m	**1,09**
longueur du cours d'eau principal		km	L_{cp}	**0,55**
densité de drainage		km/km²	D_d	**1,375**
temps de concentration		h	t_c	**0,25**
Vitesse de ruissèlement		Km/h	Vr	**2,21**
pente moyenne de cours d'eau principale		%	I_c	**1,455**

II.4) Analyse des données pluviométrique:

II.4.1) Acquisition des données:

Les données de la région d'étude ont été recueillies auprès de l ' Agence Nationale des Ressources en eau (A N R H) et de l'Office National de la Météorologie (O N M), Il s'agit d'observations journalières reportées sur des tableaux de cumuls mensuels (T C M).

A partir de ces données mensuelles nous avons reconstitué les valeurs de pluies annuelles.

Les données disponibles sont les pluies journalières maximales enregistrées dans la station de **MONGORNO (ZOUBIRIA) (w. Médéa)** sur une période de **34 ans**.

-Code de station: 011404.

-Période: 1973-2006.

II.4.2) Précipitations maximales journaliéres dans la région:

La pluie annuelle moyenne dans la région de M'FATHA est comprise entre 400 et 500 mm, d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord de l'ANRH, nous prenons en considération la valeur de **Pmoy= 450mm.**

Les observations des précipitations maximales journalières obtenues pendant les 34 ans sont représentées au tableau suivant :

Tableau II.10 Pluies journalières observées à la station **de MONGORN(ZOUBIRIA) (W. Médéa).**

N°	ANNEE	PMAX.J (MM)	N°	ANNEE	PMAX.J (MM)
1	1978-1979	75.6	19	1996-1997	25.5
2	1979-1980	100.5	20	1997-1998	41.5
3	1980-1981	71.6	21	1998-1999	42.3
4	1981-1982	37.96	22	1999-2000	43.5
5	1982-1983	55.2	23	2000-2001	63.9
6	1983-1984	43.8	24	2001-2002	20.6
7	1984-1985	60.2	25	2002-2003	60.2
8	1985-1986	39.1	26	2003-2004	47.5
9	1986-1987	66.4	27	2004-2005	66.5
10	1987-1988	42.1	28	2005-2006	125
11	1988-1989	71	29	2006-2007	156.7
12	1989-1990	43.4	30	2007-2008	60.1
13	1990-1991	56.5	31	2008-2009	40.5
14	1991-1992	147	32	2009-2010	47.3
15	1992-1993	30	33	2010-2011	47.8
16	1993-1994	77.5	34	2011-2012	44.7
17	1994-1995	67	35	2012-2013	44.6
18	1995-1996	45.4			

II.4.3) Calcul des caractéristiques empiriques de l'échantillion:

Tableau II.11 Caractéristiques de la série avec N=34 ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=34} X_i$	2108.46mm
La moyenne des Pmax j en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} X_i}{n}$	60.24 mm
L'écart type σ_x	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=30}(X_i - \bar{X})^2}{34}}\right]$	30.5
Coefficient de variation Cv	$C_V = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.51
L'éxposant climatique B	0.32	

II.4.4) Ajustement des séries pluviométrique:

II.4.4.1) Choix de la loi d'ajustement :

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi du **Gumbel**.
- La loi **log-normal**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "**Hyfran**".

II.4.4.2) Ajustement à la loi de Gumbel:

La distribution statistique de Gumbel ou bien la loi doublement exponentielle est souvent utilisée pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes.

La fonction de répartition a la forme suivante:

$$F(x) = e^{-e^{(-\frac{(x-\beta)}{\alpha})}} \quad \ldots\ldots\ldots \text{II-13}$$

La variable réduite u de Gumbel est définie par:

$$u = \frac{x-\beta}{\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots \text{II-14}$$

D'oú:

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \quad \ldots\ldots\ldots \text{II-15}$$

Où α et β sont les paramètres de la loi. Le paramètre α est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que β est le mode (la valeur la plus probable).

L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments :

$\beta = 0.78.\delta_x$ II-16

$\alpha = \bar{x} - 0.45.\delta_x$ II-17

Avec:

δ_x: L'écart type de l'échantillon.

$\bar{x}$: La moyenne de l'échantillon.

La variable réduite u de Gumbel se calcule par :

$u = -\log(-\log(F(x)))$ II-18

F(x): la probabilité au non dépassements.

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit :

$x_T = \bar{x} + k_T.\delta_x$

Si la taille de l'échantillon est supérieure à 100 on peut démontrer en remplaçant α et β par leurs valeurs dans l'équation de fréquence que:

$k_T = -0.45 - -0.78 \log\left[-\log\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]$ II-19

Si la taille de l'échantillon est inférieure à100, le facteur k_T est obtenu à partir de valeurs tabulées en fonction de la taille de l'échantillon.

L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL a été établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau II.12Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Débit max jour en (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	266	39.5	188-343
2000	0.9995	227	32.7	163-291
1000	0.999	211	29.8	152-269
200	0.995	172	23.1	127-218
100	0.99	156	20.2	116-196
50	0.98	139	17.4	105-173
20	0.95	117	13.6	90.5-144
10	0.9	100	10.8	78.9-121
5	0.8	82.2	7.97	66.6-97.8
3	0.6667	68	6.01	56.279.8

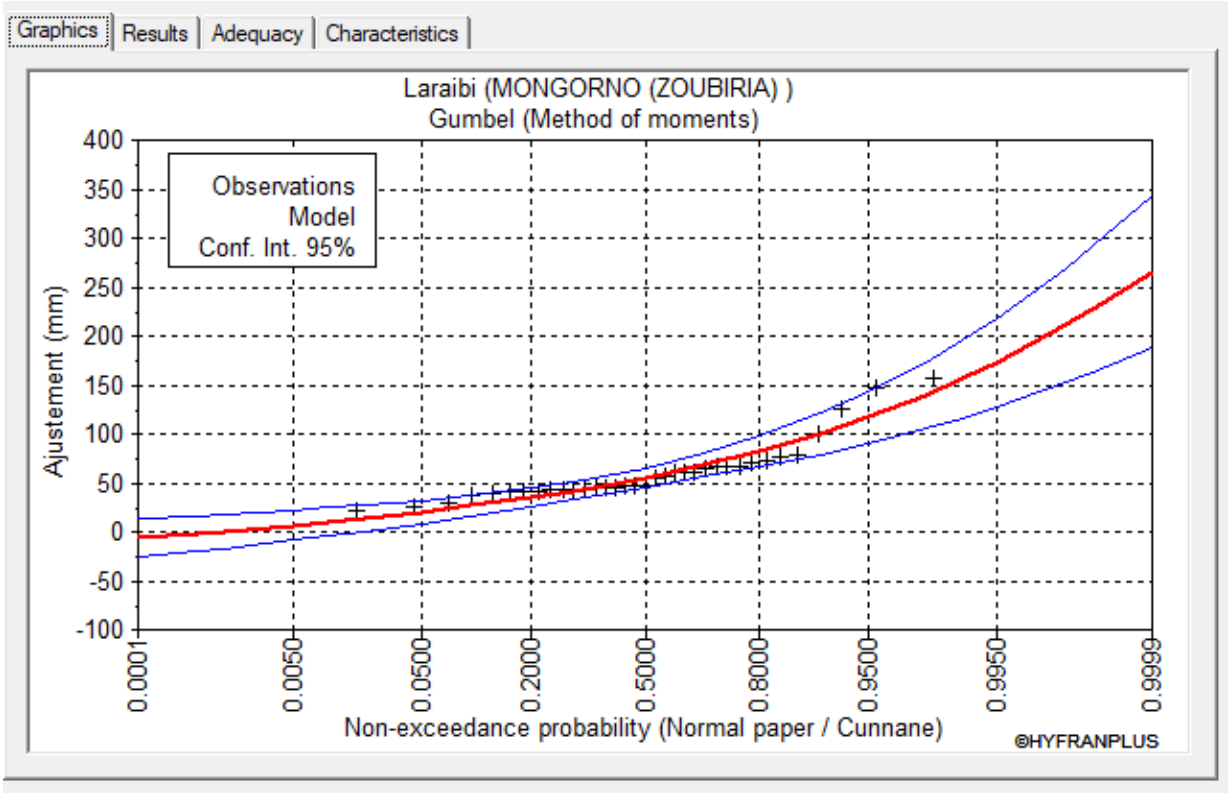


Figure II.4 Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

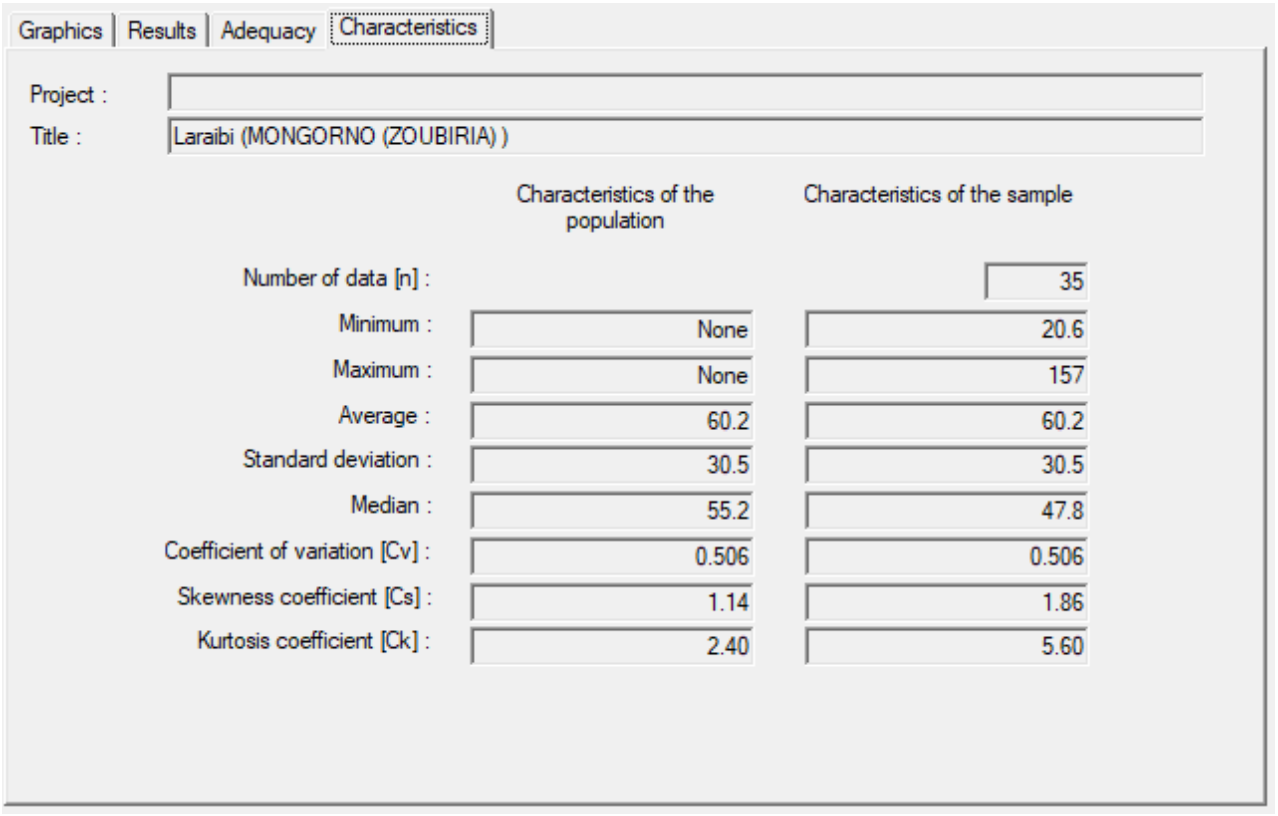


Figure II.5 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Pour notre période de retour (T=100 ans) la valeur correspondante, selon l'ajustement de la série des pluies journalières maximales à la loi de Gumbel, cette valeur est extrême et de 156 mm.

II.4.4.3) Ajustement á la loi log-normal (la loi de Galton):

Une variable aléatoire X a une distribution log normale lorsqu'Y=lnX est normale. La loi de GALTON résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2}$ ... ... II-20 (Fréquence au non dépassement)

Avec la valeur réduite u est donnée par : $u = \frac{lnx - \overline{lnx}}{\sigma_{lnx}}$ II-21

L'équation de la variable réduite présente sous forme de: $lnx = \overline{lnx} + u\sigma_{lnx}$ est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et enordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé de l'ajustement:

- Classement des valeurs par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale : $\bar{x}$ et σ.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique $\overline{lnx}$ et σ_{lnx} .
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique.
- Détermination de la droite de Galton:

$$\ln(xp\%) = \overline{lnx} + u\sigma_{lnx} \text{ ... ... II-22}$$

Avec:

xp%: Précipitation probable á P%.

$\overline{\text{Ln x}}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

σ : La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique.

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

Tableau II.13 Résultats de l'ajustement à la loi de Log-Normale.

Période de retour (ans)	**Probabilité de fréquence (q)**	**Débit max jour en (mm)**	**Ecart-type**	**Intervalle de confiance (95%)**
10000	0.9999	276	57.8	162-389
2000	0.9995	229	43.2	144-313
1000	0.999	210	37.5	136-283
200	0.995	168	25.9	117-218
100	0.99	150	21.5	108-193
50	0.98	134	17.5	99.2-168
20	0.95	112	12.7	86.8-137
10	0.9	95.4	9.54	76.7-114
5	0.8	78.7	6.77	65.5-92
3	0.6667	65.8	5.07	55.975.8

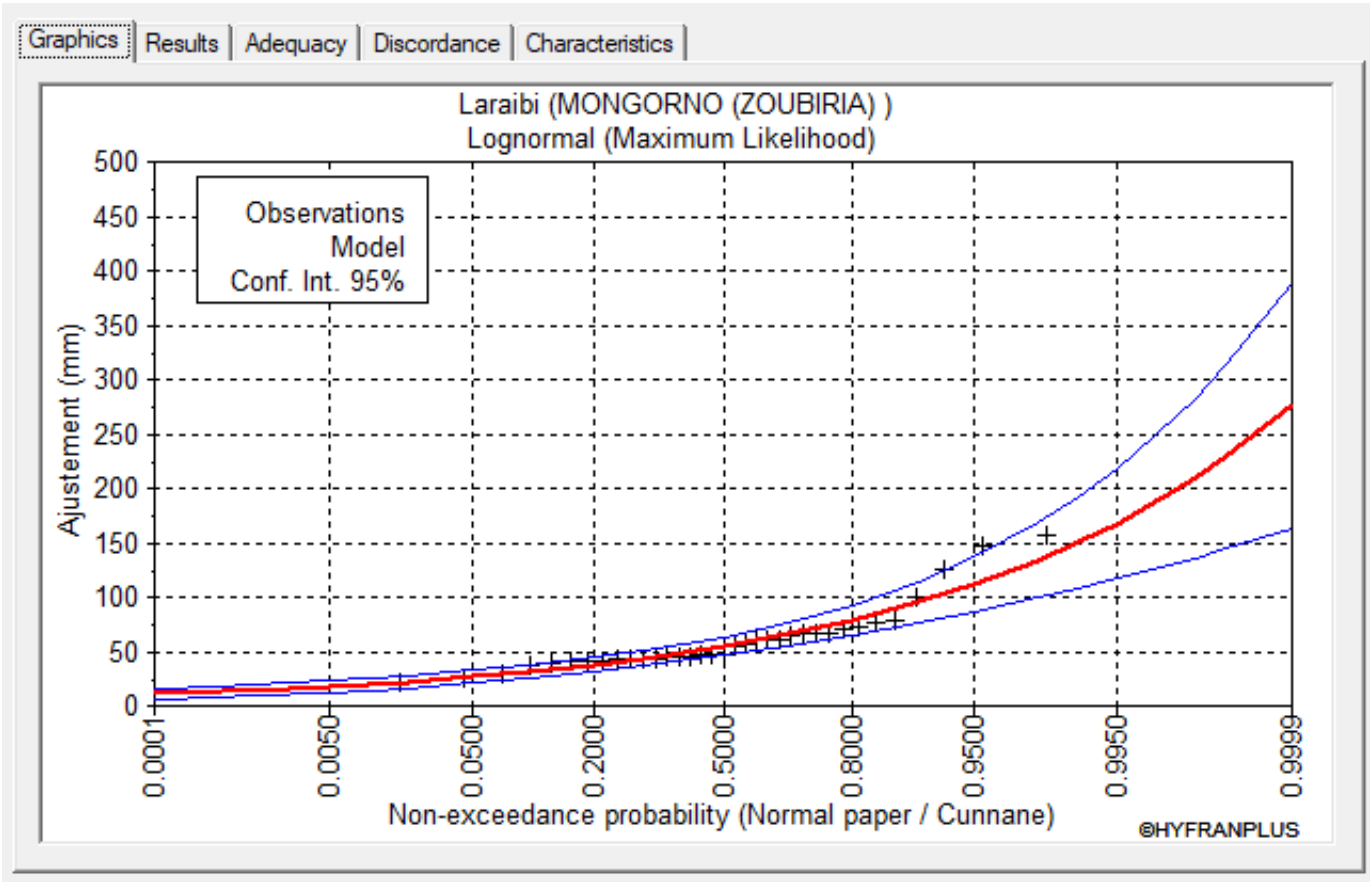
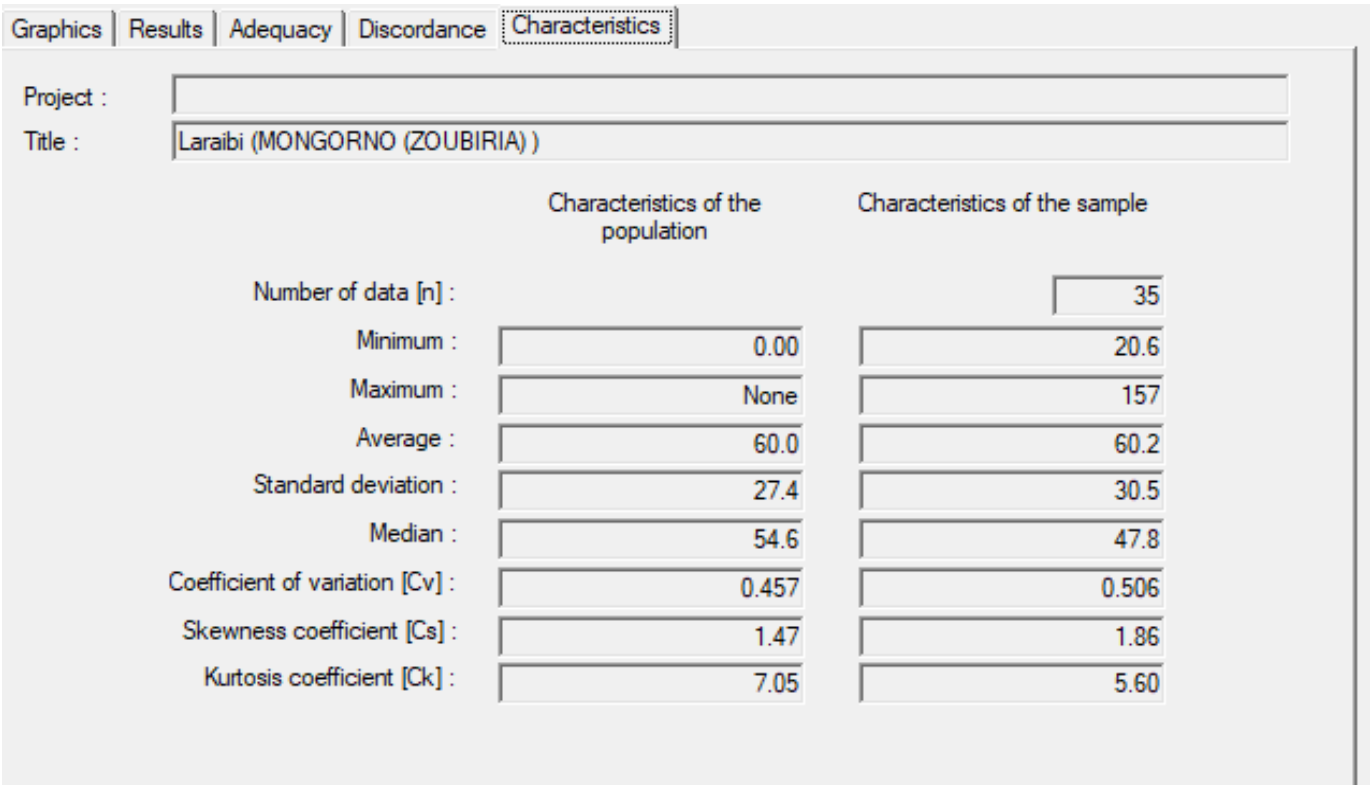


Figure II.7 Graphique de l'ajustement à la loi de Log Normale.



	Characteristics of the population	Characteristics of the sample
Number of data [n] :		35
Minimum :	0.00	20.6
Maximum :	None	157
Average :	60.0	60.2
Standard deviation :	27.4	30.5
Median :	54.6	47.8
Coefficient of variation [Cv] :	0.457	0.506
Skewness coefficient [Cs] :	1.47	1.86
Kurtosis coefficient [Ck] :	7.05	5.60

Figure II.6 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normale et de l'échantillon

II.4.4.4) Choix de la loi d'ajustement:

A. Test d'adquation par statique khi^2:

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré «χ2 ».

Le test d'adéquation du Khi² effectué à l'aide du logiciel Hyfran pour les 2 lois a donné les résultats suivants :

- **Pour la loi de Gumbel:**

X^2=15.97

P =0.0069

Degré de liberté=5

Nombre de classe=8

- **Pour la loi log-Normal:**

X2=15.51

P= 0.0084

Degré de liberté=5

Nombre de classe=8

B. Comparaison graphique:

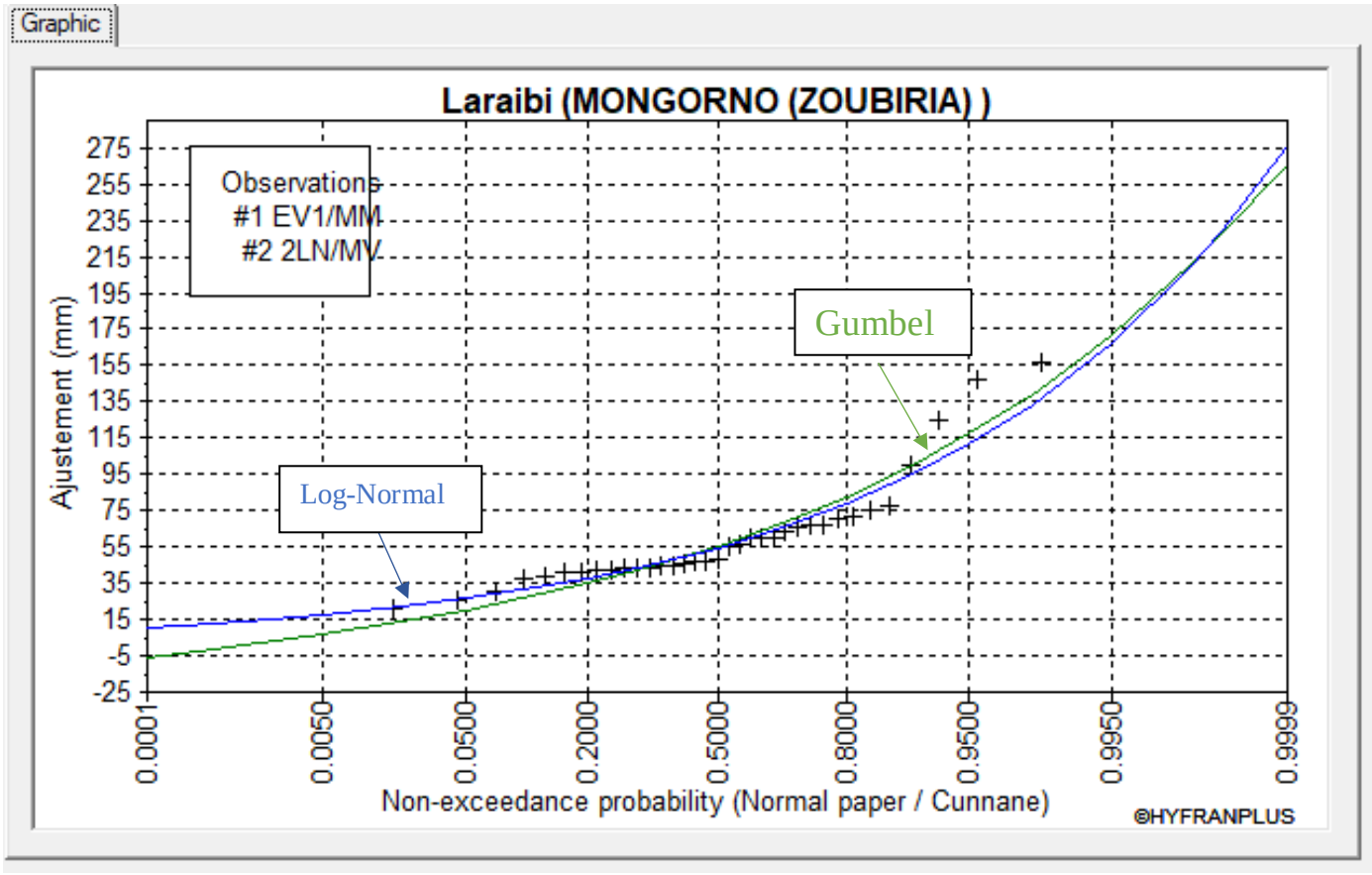


Figure II.8 Comparaison des deux lois

Conclusion:

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi log–normale mieux que celle de Gumbel, C'est-à-dire que notre série des pluies maximales journalières s'ajuste bien avec la loi Log–normal.

II.5) Évaluation des apports:

II.5.1) Apport moyen interannuel:

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

A. Formule de SAMIE:

$A_0 = L_e.S$ II-23

$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S})$ II-24

Le: lame d'eau écoulée en mm.

P: Précipitation moyenne en m.

S: superficie en km^2.

B. Formule de MEDINGER :

$L_e = 1.024(P - 0.26)^2$ II-25

$A_0 = L_e.S$ II-26

Le: lame d'eau écoulée en mm.

P: Précipitation moyenne en m.

C. Formule de l'ANRH:

$A_0 = 0.915.P^{2.684}.S^{0.842}$ II-27

P: Précipitation moyenne en m.

S: Superficie en Km^2.

Tableau II.14 Apports moyens interannuels

Formules	Apport moy interannuel A0 (Hm^3)
SAMIE	0.26
MEDINGER	0.5
ANRH	0.29

Conclusion:

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la l'apport moyen interannuel est celle de la formule de l'ANRH.

Alors: **A_0= 0.29 Hm^3**

II.5.2) Les caractéristiques de l'écoulement:

A. Module de l'écoulement (Me):

$M_e = \frac{A_0}{T}$ II-28

A_0: apport moyen annuel en [litres].

T: Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536. Secondes".

B. Module de l'écoulement relatif ou spécifique :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{II-29}$$

Me: Module de l'écoulement [l/s].

S: Superficie du bassin [Km²].

C. Lame d'eau écoulée:

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{II-30}$$

A_0: Apport moyen annuel [litres].

S: Superficie du bassin.

D. Coefficient de l'écoulement(Ce):

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots \text{II-31}$$

P_{moy}: Pluie moyenne annuelle en [m].

L_e: Lame d'eau écoulée en [m].

E. Coefficient de variation (Cv):

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

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

$$C_v = a - log_{10}(S+1) \dots\dots\dots \text{II-32}$$

$$a = 0.78 - 0.29.log_{10}(M_0) \dots\dots\dots \text{II-33}$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0{}^{-0.127}} \dots\dots\dots \text{II-34}$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- **Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \dots\dots\dots \text{II-35}$$

S : Superficie du bassin en [km²].

Les résultats des caractéristiques d'écoulement sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.15 Les caractéristiques d'écoulement.

Bassin versant	**S (Km2)**	**A0 (Hm3)**	**Me (L/S)**	**M0 (L/S/Km2)**	**Le (mm)**	**Ce**	**Cv**
							F-OURK
BV	0.4	0.29	30,73	76,83	2423,05	5,38	1.2

Concluion:

Pour le Bassin versant on prend les valeurs de la Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ parce que sont proches à Les valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques.

Cv=1.2

II.5.3) Évaluation des apports solides :

Les apports solides sont importants en Algérie et sont soumis à des précipitations mal réparties dans l'année. De plus, l'érosion est intensive.

Le manque des 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, Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en **T/km^2.an.**

Elle est exprimée par:

$$E_s = a.L_e{}^{0.15} \dots\dots\dots \text{II-36}$$

Avec:

Es : taux d'abrasion (t/km2/an)

Le : lame d'eau ruisselée en (mm)

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

a = 75 (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments γ_s=1.6 T/m^3.

$$V_s = \frac{E_s.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{II-37}$$

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

Tableau II.16 Les apports solides

Bassin Versant	**S (km^2)**	**Le (mm)**	**Es (T/Km2/an)**	**Vs (m3/ans)**
BV	0,4	2423,05	241,39	60,35

II.6) Étude des crues et différents paramétres:

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes.

Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydrogramme.

Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs, En premier lieu la quantité, l'intensité et l'expression spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu les propriétés physiographiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence.

En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin versants augmentant la complexité du problème.

II.6.1) Différentes méthode d'évaluation des crues:

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit

est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

- **Méthodes historiques:**

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

- **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**…etc.

- **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…).

- **Méthodes probabilistes :**

Analyse des débits a fin 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.

- **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.

- **Méthode de l'hydrogramme unitaire**

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

II.6.2) Détermination du débits des points

- **LES MÉTHODES PROBABILISTES:**

II.6.2.1) Détermination des débits des crues maximums fréquentiels:

a) 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.

$$Q_{max,p\%} = 2K\left(1 + 20P_{moy}\right)\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4\log(T) - \log(S)} \dots\dots \text{II-38}$$

Avec: K: constante comprise entre 1-3

P_{moy}: Précipitation moyenne interannuelle en m

S: Surface du bassin versant en Km²

L: Longueur du talweg principale en Km

T: Période de retour

b) Formule de Turraza :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{max,p\%} = \frac{c,\bar{\imath}_{tc}.A}{3{,}6} \ldots\ldots\ldots \text{II-39}$$

Avec:

A: Surface du bassin versant.

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

C: coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%.

Tableau II.17 Valeur de coefficient de ruissellement C.

Fréquence %	1	2	5	10
Péiode de Retour	100	50	20	10
C	0.415	0.391	0.315	0.313

c) Formule de Sokolovsky:

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante:

$$Q_{max,p\%} = 0.28\frac{P_{p\%tc}.\alpha_{p\%}.S.f}{T_c} \ldots\ldots\ldots \text{II-40}$$

Avec:

P_{tc}: pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

α: Coefficient de ruissellement de crue pour une période donnée.

S: Superficie de bassin [Km^2].

F: Coefficient de forme de la crue

Tc : temps de concentration [h].

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots \text{II-41}$$

-Pour S≤ 50 km^2 on a γ=2.

-Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a γ= 2÷2.5

-Pour bassin boisé, sol parméable on a γ=3÷4

Remarque: puisque le bassin versant est boisé avec un sol peméable on prend **4.**

Tableau II.18 Le coefficient de ruissellement.

Fréquence %	1	2	10
Période de Retour	100	50	10
$\alpha_{p\%}$	0.80	0.75	0.65

Tableau II.19 Les débits de crues de bassin versant pour une période de retour de 100 ans.

Débit de crue au bassin versant				
Période de Retour	**Formule de Mallet-Gauthier**	**Formule de Turazza**	**Formule de Sokolovsky**	**Q_{moy}**
An	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
100	1.84	6.42	33.57	13.94

Q=33.57 m3/s.

Chapitre III: ÉTUDE DES ÉCOULEMENTS.

III.1) Introduction:

Dans cette étape on va construire un système qui s'approche de la réalité, pour étudier le comportement de l'écoulement dans les cours d'eaux non aménagés. Pour simuler les différentes crues déterminées précédemment, et déterminer les zones submergées par les eaux.

Le but est d'obtenir une carte des zones inondables du secteur d'étude.

III.2) Description du réseau á simuler:

L'étude concernera OUED SIDI MHAMED sur une longueur de 0.55KM telle que les cordonnées de l'exutoire de OUED SIDI MHAMED est:

35°55'29.6"N 2°56'49.7"E.



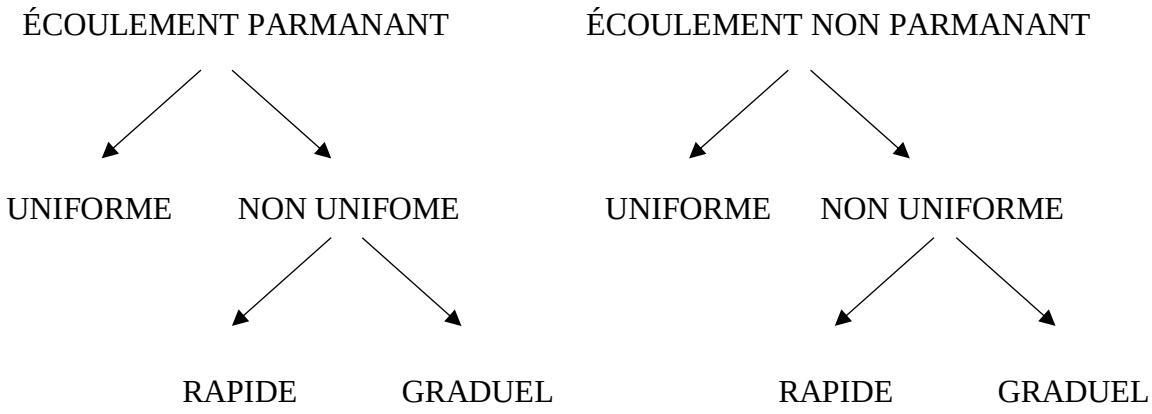
Figure III.1 Situation de la zone d'étude

III.3) Généralités

III.3.1) Écoulement á surface libre:

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire 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.

L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite les écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale, de la masse liquide. Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :



III.3.2) Types d'écoulements:

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

- **Variabilité dans le temps**

A. .Écoulement permanent:

On dit qu'un écoulement est permanent si les paramètres suivants: vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur en direction. C'est à dire:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{dQ}{dt} = 0 \dots\dots\dots \text{III-1}$$

B. . Écoulement non permanent:

On dit qu'un écoulement est non permanent lorsque les paramètres suivants: vitesse, débitet profondeur varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire:

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} = 0 \dots\dots\dots \text{III-2}$$

- **Variabilité dans l'espace**

A. . Écoulement uniforme :

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

C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{di}{dx} = 0 \dots\dots\dots \text{III-3}$$

B. . Écoulement non uniforme:

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq 0 \dots\dots\dots \text{III-4}$$

C. . Écoulement non uniforme graduellement varié :

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est trèsfaible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur, alors $\Delta h/x << 1$.

D. . Écoulement non uniforme rapidement varié:

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

III.3.3) Régime d'ecoulement:

Selon le nombre de Froude qui s'exprime en fonction des forces de gravité et forces d'inertie.

$$F_r = \frac{V}{g \times H} \dots\dots\dots \text{III-5}$$

Tel que:

V: Vitesse d'écoulement (m/s).

H: Profondeur ou tirant d'eau(m).

g: Accélération gravitationnelle.

Lorsque :

Fr > 1 ⇒ Régime torrentiel.

Fr < 1 ⇒ Régime fluvial.

Fr = 1 ⇒ Régime critique.

Selon le nombre de Reynolds, rapport des forces de viscosité et forces d'inertie

$$R_e = \frac{V \times L}{\nu} \dots\dots\dots \text{III-6}$$

avec:

L: Longueur géométrique.

V: Vitesse d'écoulement.

ν: viscosité dynamique.

Lorsque:

Re < 500 ⇒ Régime d'écoulement laminaire.

Re < 2000 ⇒ Régime d'écoulement turbulent.

500 < Re < 2000 ⇒ Régime d'écoulement de transition.

III.4) Modélisation du cours d'eau non Aménagé

III.4.1) Modélisation de l'écoulement

- **Présentation du HEC-RAS**

HEC-RAS, Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique) est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Ce système permet aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables et se préparer aux multiples scénarios.

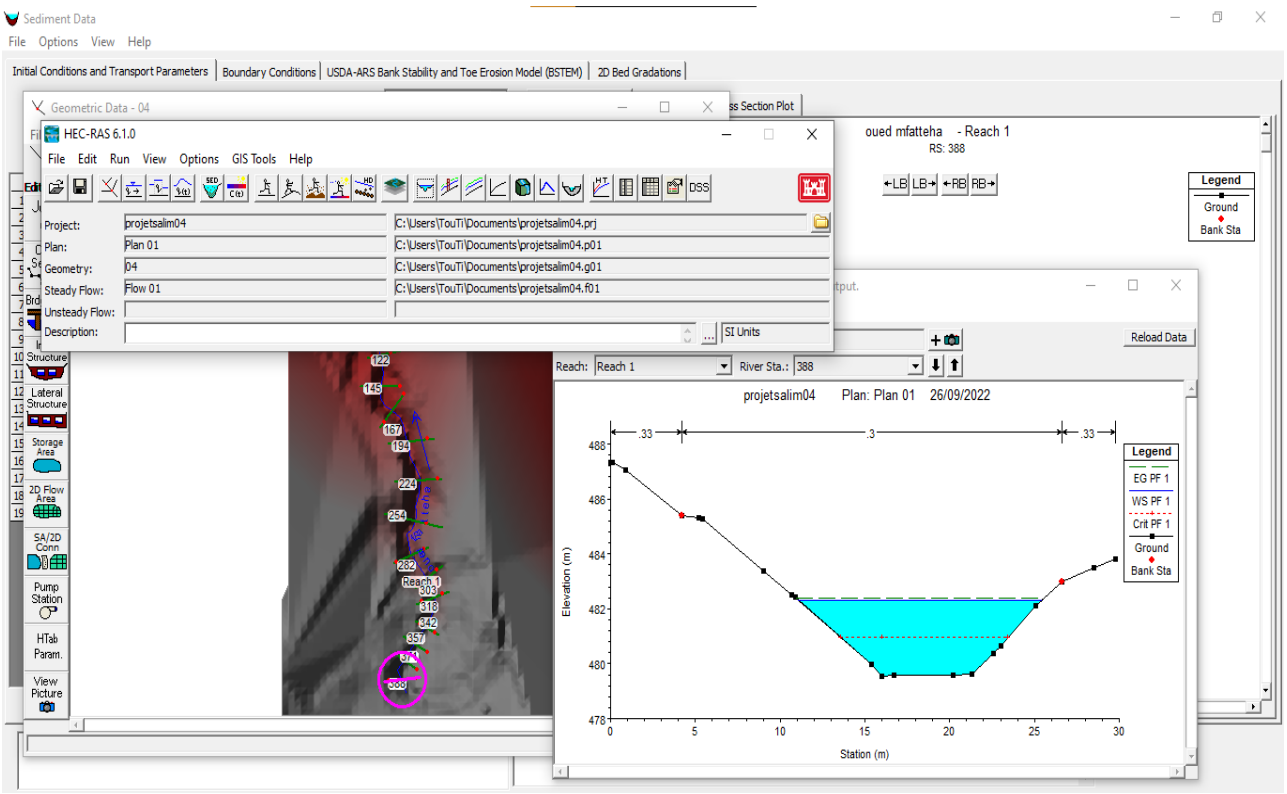


Figure III.2 Logiciel open source HEC-RAS 6.1

III.4.2) Démarche de la simulation

Cette démarche se fait en quatre étapes :

-Modélisation de la riviére.

-Modélisation de l'écoulement.

-Mise en marche de la simulation.

-Visualisation des résultats de constatation.

A. .Modélisation de la rivière :

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique fourni par le bureau d'étude. La réalisation de la géométrie d'oued Sidi Mhamed consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement.

Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS nous donnant les profils transversaux de l'amont à l'aval respectons le sens d'écoulement Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

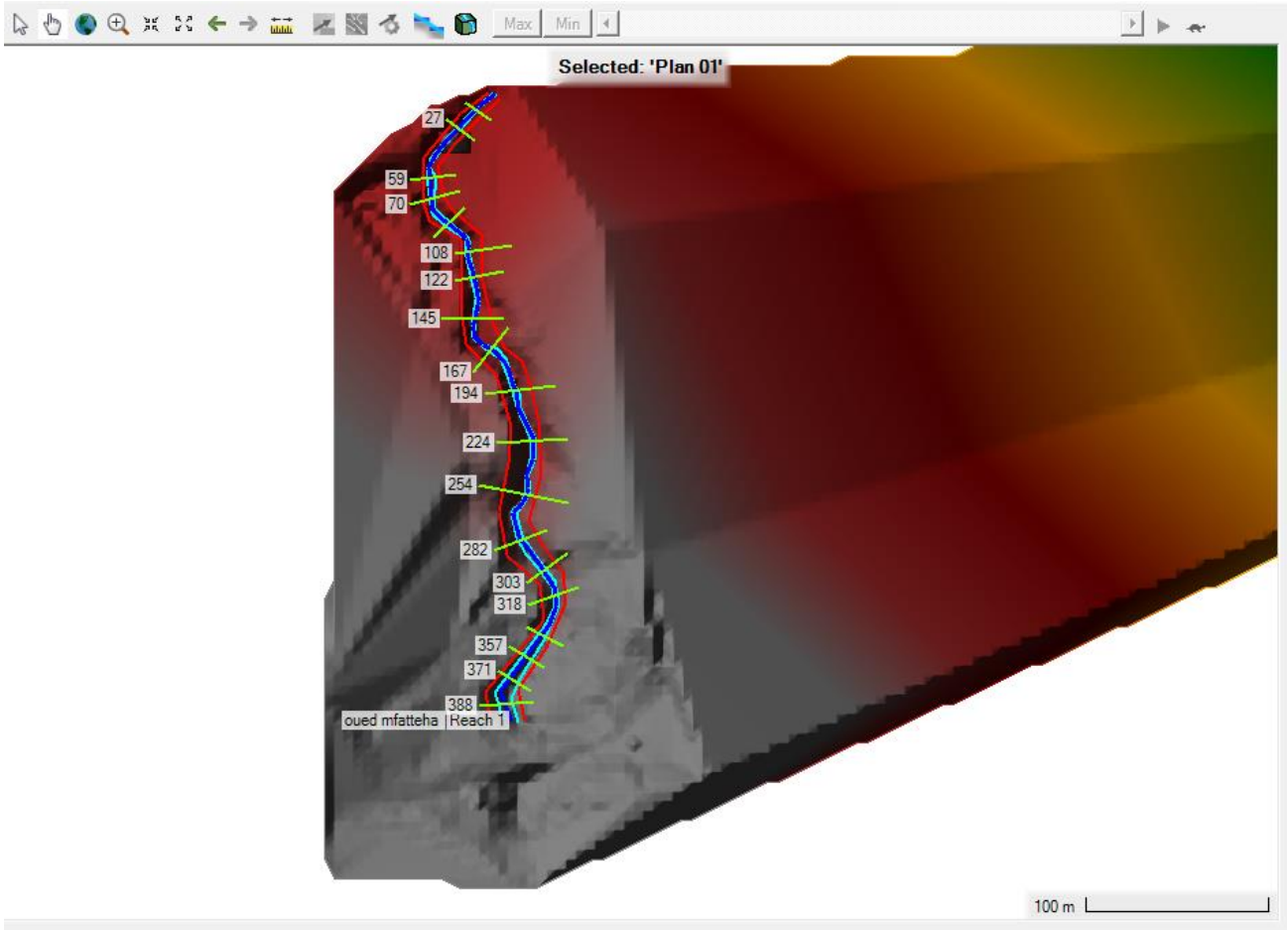


Figure III.3 Dessin et édition des sections en travers

B. .Modélisation de l'écoulement

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- ❖ Un débit en entrée.
- ❖ Coefficient de Manning
- ❖ Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Pour les conditions en entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le chapitre II.

- **Le débit d'entrée d'oued sidi mhamed**

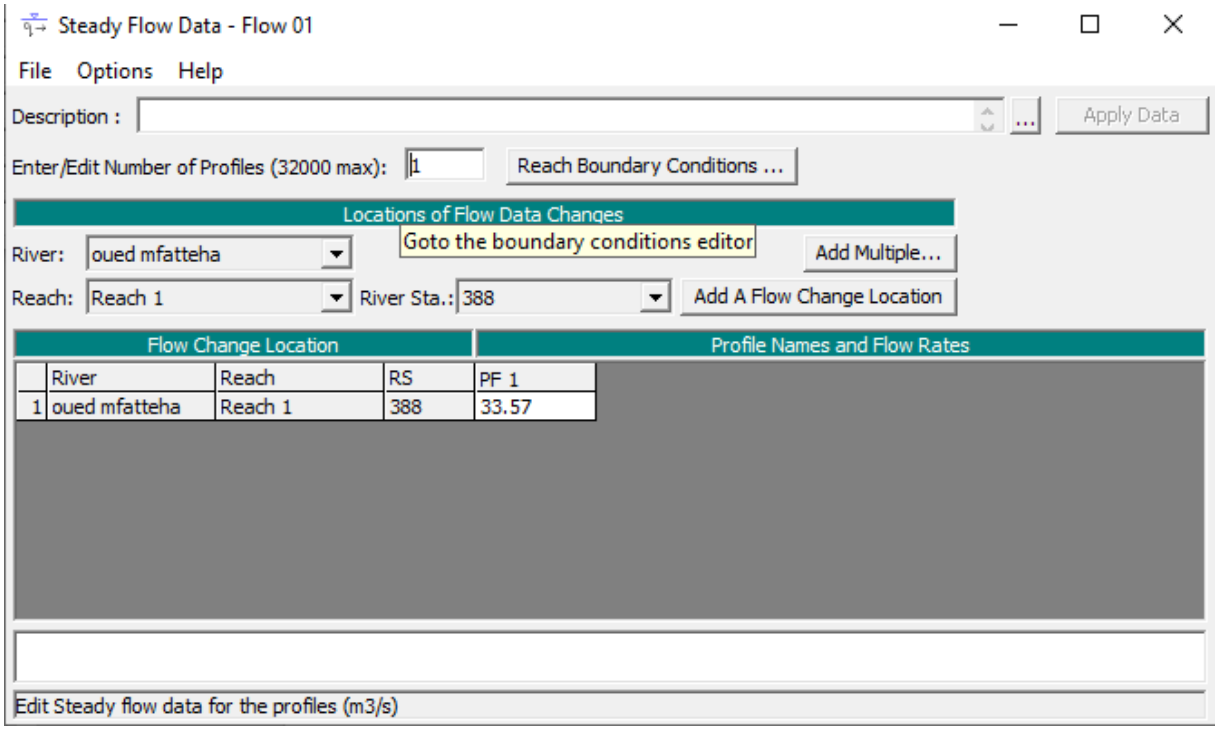
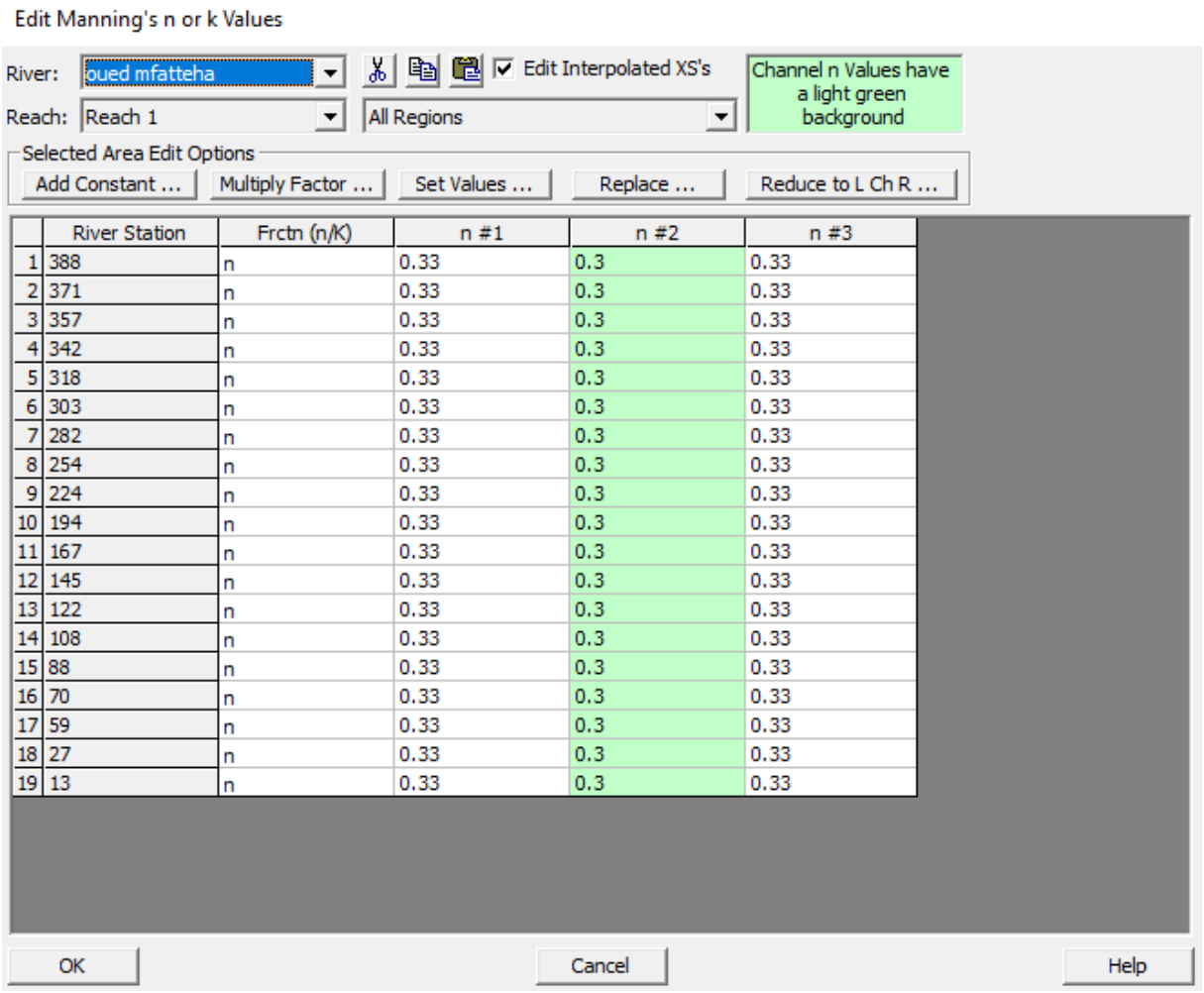


Figure III.4 Introduction du débit correspondant à 100 ans

- **Le choix de coefficient de Manning:**

Pour le choix de coefficient de Manning des deux berges (gauche et droite) et du lit, on fait le choix en se basant sur l'analyse granulométrique qui nous affirme que notre sol appartiendraient aux sol grossier ou y a la présence des Caillaux , gravier et du sable .



	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	388	n	0.33	0.3	0.33
2	371	n	0.33	0.3	0.33
3	357	n	0.33	0.3	0.33
4	342	n	0.33	0.3	0.33
5	318	n	0.33	0.3	0.33
6	303	n	0.33	0.3	0.33
7	282	n	0.33	0.3	0.33
8	254	n	0.33	0.3	0.33
9	224	n	0.33	0.3	0.33
10	194	n	0.33	0.3	0.33
11	167	n	0.33	0.3	0.33
12	145	n	0.33	0.3	0.33
13	122	n	0.33	0.3	0.33
14	108	n	0.33	0.3	0.33
15	88	n	0.33	0.3	0.33
16	70	n	0.33	0.3	0.33
17	59	n	0.33	0.3	0.33
18	27	n	0.33	0.3	0.33
19	13	n	0.33	0.3	0.33

Figure III.5 Introduction des valeurs de Manning pour le fond et les berges.

Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant:

- **Hauteur d'eau connue**: pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.

- **La hauteur critique**: le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.

- **La hauteur normale**: le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.

C. . Mise en marche de la simulation

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique d'Oued sidi mhamed, les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement. Pour notre cas on fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte, et en lance la simulation.

D. . Visualisation des résultats et constatation

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. Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Nous remarquerons que la vitesse et très fluctuante.

Les profils en travers: Cette option d'affichage des résultats par profil transversal, permetd'acquérir le maximum de détail à chaque point choisi du tracé du cours d'eau.

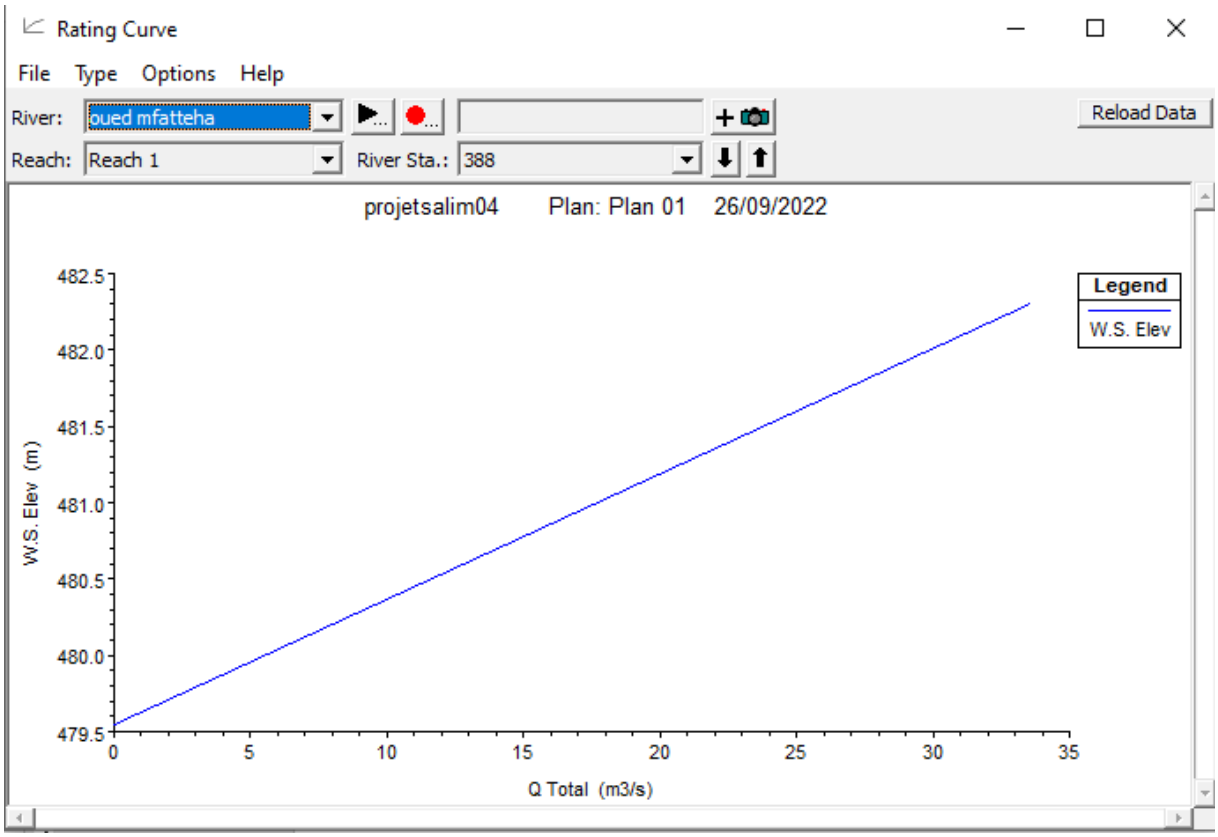


Figure III.6 Courbe de tarage

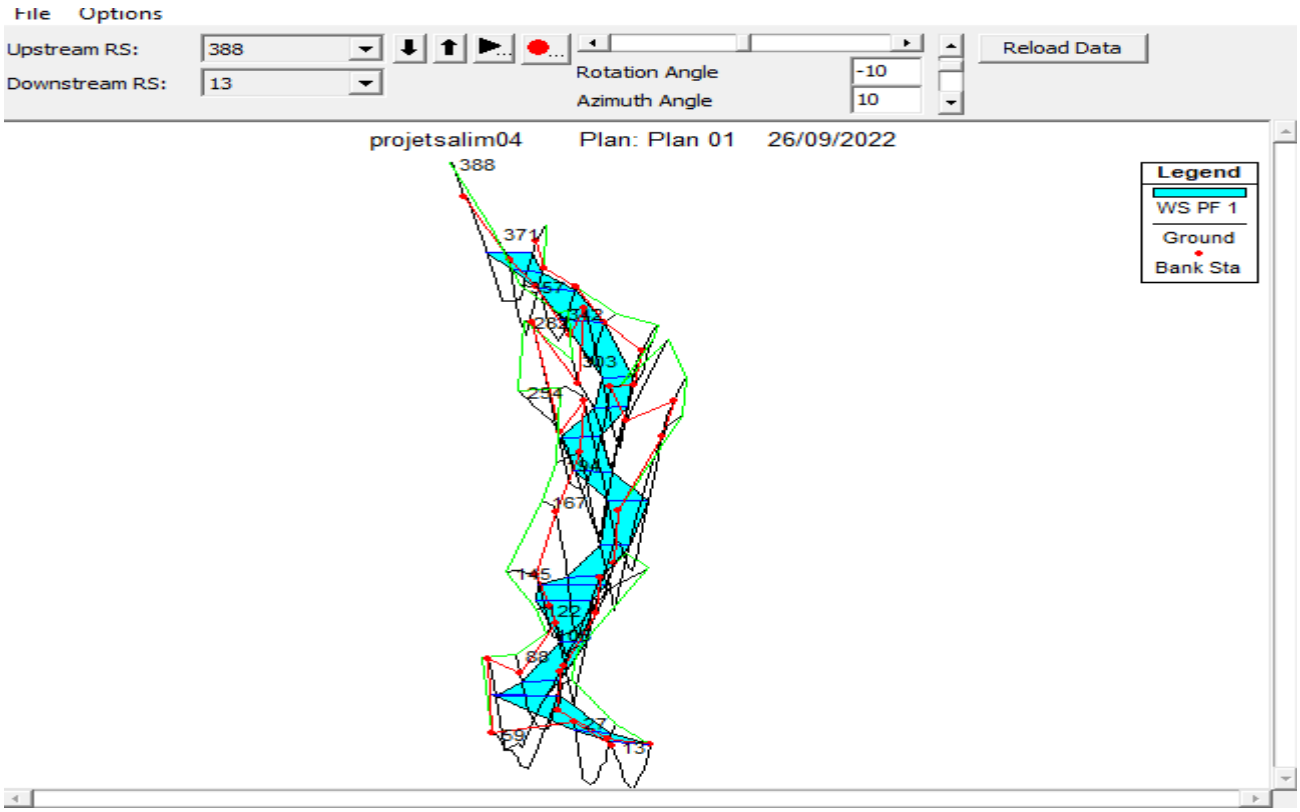
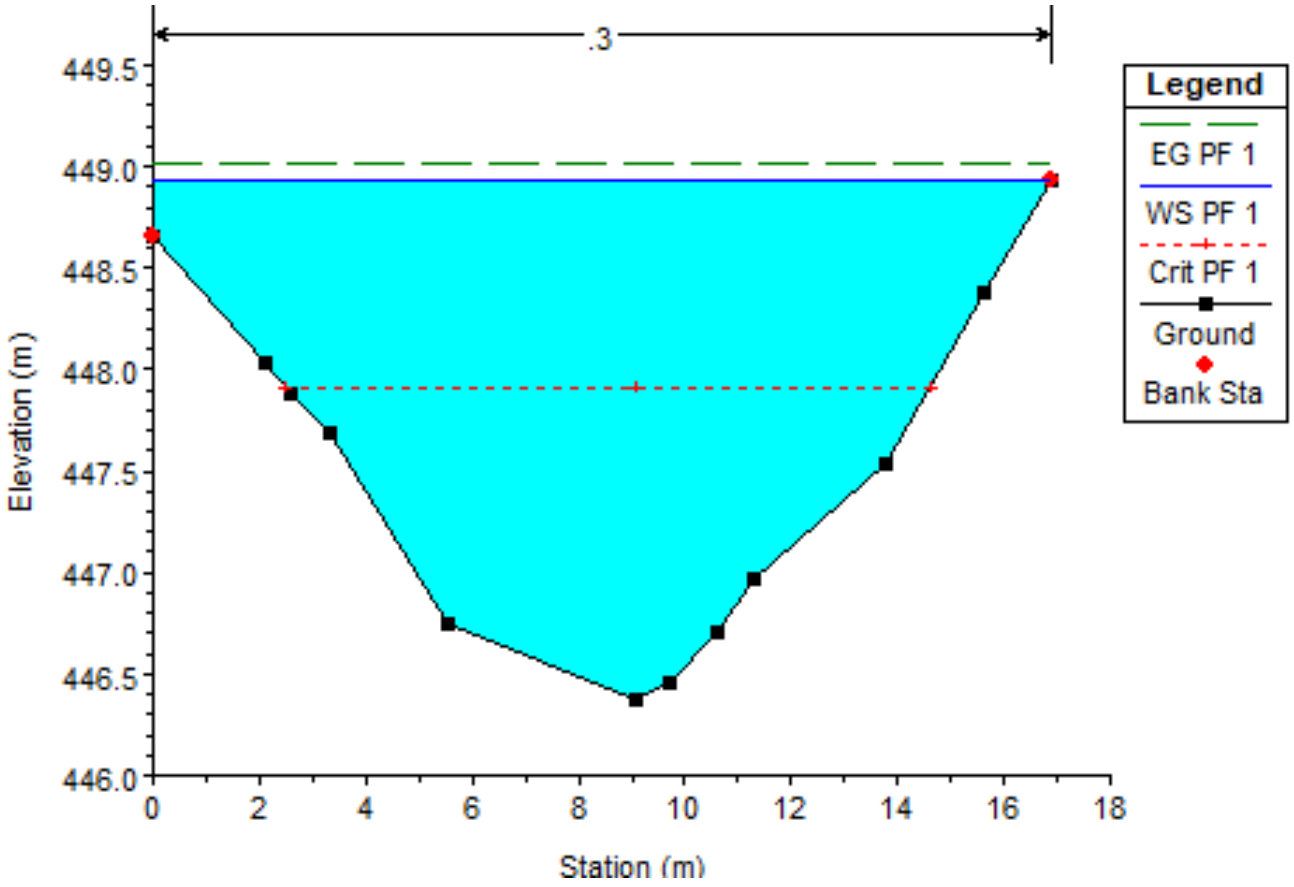
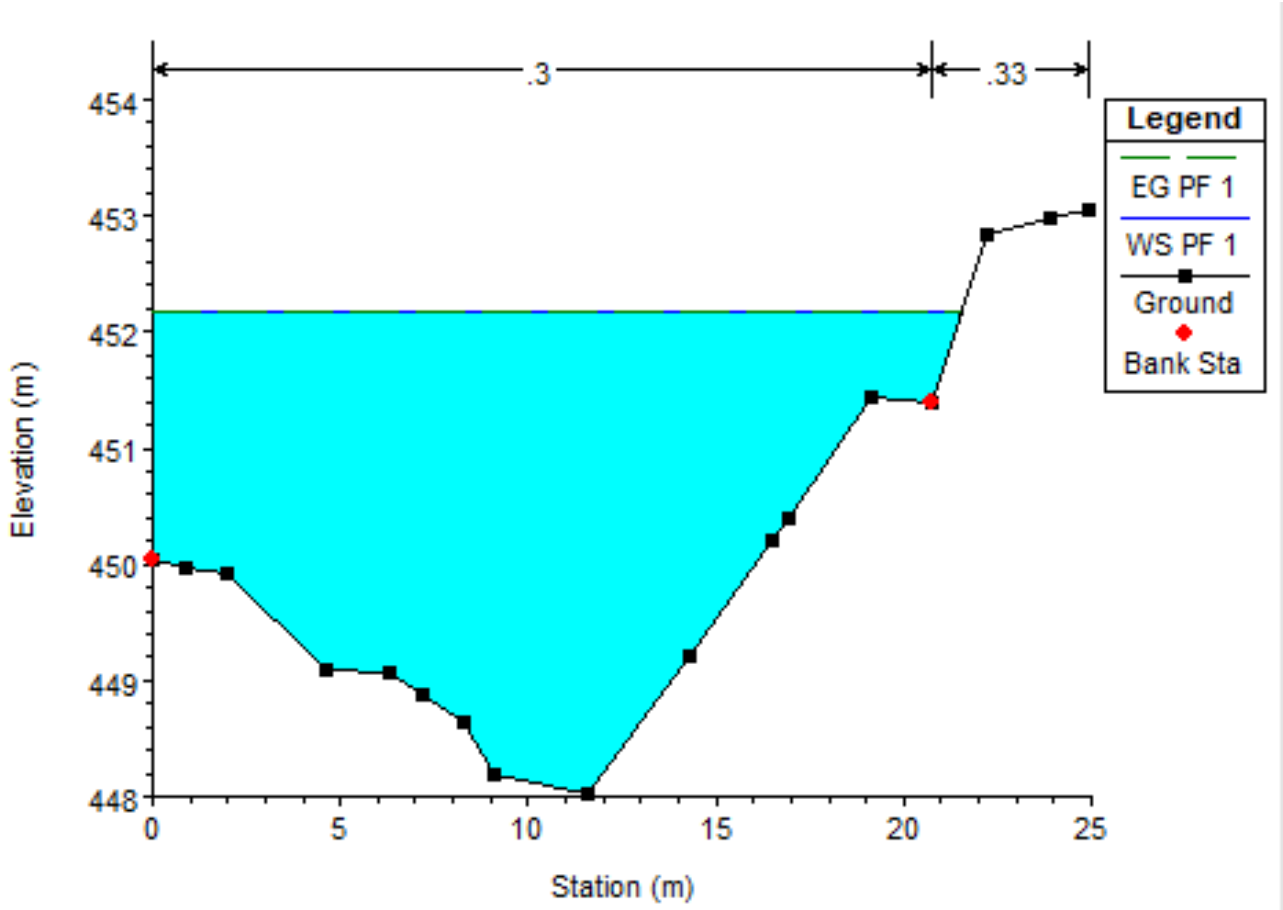


Figure III.7 Vue en perspective.


.3
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
449.5
449.0
448.5
448.0
447.5
447.0
446.5
446.0
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18


.3
.33
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
454
453
452
451
450
449
448
0
5
10
15
20
25

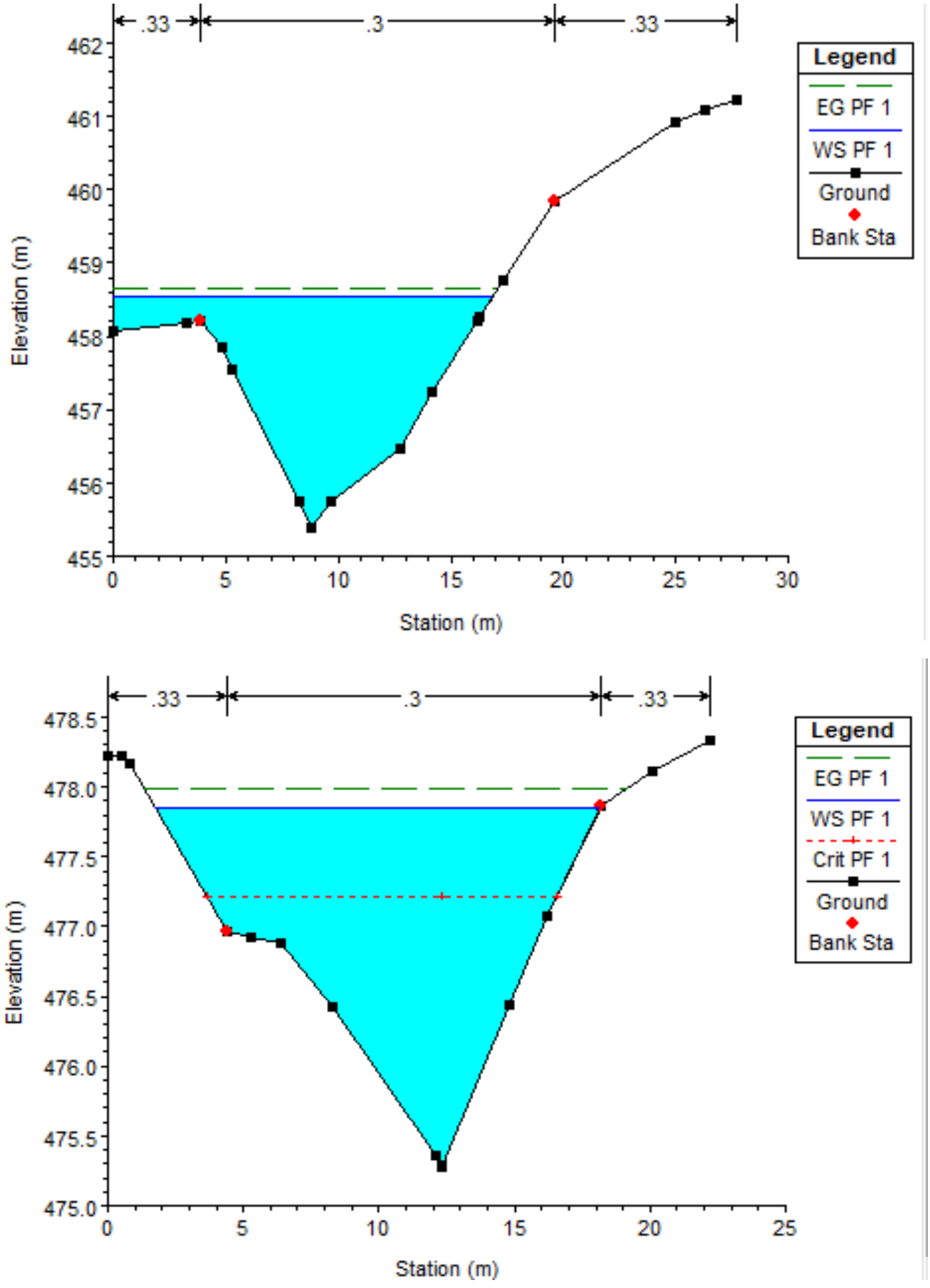


Figure III.8 Section en travers

Le logiciel permet aussi de créer des tableaux récapitulatifs de l'ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage ou autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l'ensemble des stations à la fois.

Tableau III.1 Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
388	479.55	482.3	480.95	482.38	0.071201	1.26	26.69	14.34	0.29
371	477.4	481.07		481.16	0.077895	1.32	25.46	13.08	0.3
357	476.97	479.82		479.91	0.096995	1.34	25.05	15.88	0.34
342	475.28	477.84	477.21	477.99	0.178813	1.7	20.4	16.38	0.46
318	470.33	474.29		474.43	0.129723	1.64	20.41	9.89	0.37
303	468.92	472.34		472.47	0.132232	1.6	21.04	12.01	0.38
282	467.3	470.34		470.43	0.073074	1.3	25.82	13.18	0.3
254	464.32	467.94		468.05	0.100827	1.45	23.12	12.23	0.34
224	461.89	465.81		465.88	0.053444	1.17	28.67	12.77	0.25
194	459.15	462.83		463.03	0.217156	1.97	17	9.3	0.47
167	457.26	460.6		460.66	0.046117	1.07	31.28	15.15	0.24
145	456.88	459.82		459.85	0.030393	0.85	39.6	21.23	0.2
122	455.38	458.5		458.61	0.114336	1.5	23.39	16.79	0.37
108	452.36	455.95		456.2	0.295798	2.23	15.08	8.45	0.53
88	450.77	453.49		453.57	0.070246	1.26	26.71	14.24	0.29
70	449.3	451.82		451.94	0.122629	1.51	22.25	13.52	0.38
59	448.03	451.14		451.18	0.039852	0.95	35.2	18.45	0.22
27	446.68	450.43		450.45	0.014017	0.72	47.73	19.9	0.14
13	446.37	450.24	447.91	450.26	0.014003	0.7	48.24	16.9	0.13

Tel que:

-Min Ch. El: Altitude du radier du canal.

-Velchnl: Vitesse d'écoulement.

-W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé.

-Flowarea : Section mouillée.

-Top Width : Largeur au miroir.

-E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie.

-Froude # chl : Nombre de Froude.

-E.G slope : Pente de la ligne d'énergie.

E. Interprétation des résultats

Selon les résultats de la simulation on constate les observations suivantes:

1.La vitesse d'écoulement varie entre 0.7 et 2.23 m/s.

2.La hauteur d'eau variée entre 2.52 et 3.90 m.

3.Le régime d'écoulement est fluvial au long de l'Oued , cette constatation est confirmée par la valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0.13 et 0.53.

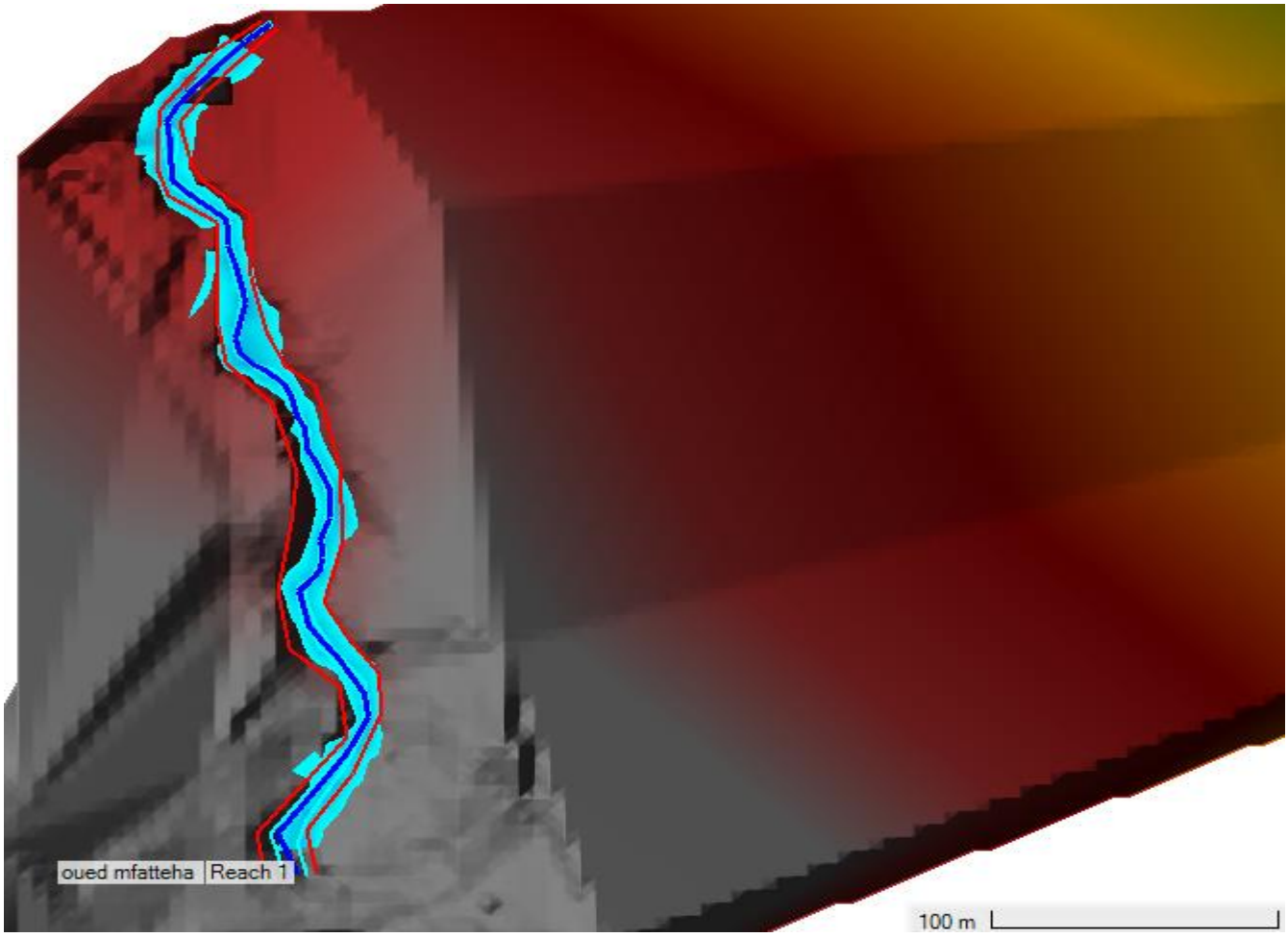


Figure III.9 Carte des pronfondeurs tirée de Ras Mapper

III.5) Conclusion

Cette étape nous a permis de bien connaitre la situation de notre zone d'étude, sa réponse vis- à-vis des inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

Chapitre IV: ÉTUDE DES VARIANTES D'AMÉNAGEMENT.

IV.1) Introduction

Le but de cette étude, est de bien protéger l'école Ferrarsa Ben Yahia de la ville de Mfatha contre les inondations.

Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement d'Oued Sidi Mhamed seront proposés.

Ces aménagements répondaient souvent à des objectifs légitimes:
-Protéger les terres cultivables et les habitations contre les inondations.
-Lutter contre l'érosion des berges.
-Faciliter la navigation fluviale.
-Les différents aménagements répertoriés.

IV.2)Variantes proposées

Nous allons proposer deux variante dans le but de protégé l'École Ferrarsa Ben Yahia contre les inondations mais aussi Il faut surtout que la solution soient réalisables du point de vue technico - économique et qu'elles soient,

bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

IV.2.1) La formule de dimensionnement des canaux

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, pour toutes les formes géométriques pour des sections ouvertes diverses. Elle est donnée par la relation suivante:

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R_h^{2/3} \sqrt{I} \ldots\ldots\ldots \text{IV-1}$$

Avec:

Q: Débit d dimensionnement (m3/s).

n: Rugosité du canal.

S: secion mouillée (m2).

I: pente du fond du canal(m/m).

R: Rayon hydraulique(m). R= S/P

IV.2.2) Choix des paramètres de dimensionnement

- **La pente du projet**

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis une pente de 1.4% pour chaque tronçon dans le cas d'un canal trapézoïdal.

- **Le coefficient de rugosité**

La rugosité du canal dépend de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple sont données dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 Les valeurs du coefficient de rugosité n (**HEC-RAS river analysis system**)

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton.	0.013
Canal en terre	0.022
Canal en gabion	0.03

- **Revanche**

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement. C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, . . .etc. La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20m pour les grands canaux.

IV.2.3) Variantes proposées

Oued	Aménagement proposé
Oued Sidi Mhamed	protection en gabion avec un canal trapézoïdale.
Oued Sidi Mhamed	protection en béton armé avec un canal trapézoïdale.

IV.3) Étude des variantes

IV.3.1) Première variante : Canal en gabion de forme trapézoïdale

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections contre-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont (2.0 × 1.0 × 0.5) et (2.0 × 1.0 × 1.0). Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale : les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

Tableau IV.2 Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de lavitesse (Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi)

Type	Épaisseur	Pierres de remplissage		Vitesse limite	Vitesse admissible
	(m)	Calibrage (mm)	D50 (mm)	(m/s)	(m/s)
Matelas Re	0.15-0.17	70-100	85	3.5	4.2
		70-150	110	4.2	4.5
	0.23-0.25	70-100	85	3.6	5.5
		70-150	110	4.5	6.1
	0.3	70-120	110	4.2	5.5
		100-150	125	5	6.5
Gabion	0.5	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.5	8

-Section (m^2): $S_m = \frac{k\times(k-1)}{2} + B \times k.$

-Périmètre (m) : $P_m = B + (3k - 1).$

-Rayon hydraulique : $R_h = \frac{S_m}{P_m}$.

Avec : -B : étant largeur du fond du canal.

-k : le nombre de caisses de gabion.

- **Dimensionnement**

Les dimensions du canal en gabion ont été déterminées en supposant une largeur de fond du canal (Bm) pour calculer ensuite le nombre d'étage de gabions nécessaires pour véhiculer un débit supérieur ou égale au débit du projet Qp = 35.57 m3/s.

Pour une largeur de fond de canal B_1 = 3 m, pente i = 0.014% et rugosité de n = 0.03 nous avons la table **3.**

Tableau IV.3 Débit et nombre d'étages K**.**

K étages	Q(m3/s)	Section mouillée (m2)	Périmètre mouillé (m2)	Rayon hydraulique
4	83.64	18	14	1.28
3	50.12	12	11	1.09
2	25.25	7	8	0.875

Pour une largeur de fond de canal B_2 = 4 m, pente i = 0.014% et rugosité de n = 0.03 nous avons la table **4.**

Tableau IV.4 Débit et nombre d'étages K

K étages	Q(m3/s)	Section mouillée (m2)	Périmètre mouillé (m2)	Rayon hydraulique
4	167.4	28	15	1.86
3	68.64	15	12	1.25
2	35.49	9	9	1

Le nombre de K le plus adéquat est de K = 2 donc H = 2 m avec une largeur B = 4 m, car le débit à évacuer par ce canal est de Qev = 35.49 m3/s qui supérieur au débit de projet 33.57 m3/s.

- **Simulation et vérification des conditions d'écoulement**

En se basant sur les résultats obtenus, l'introduction de la géométrie de ce canal dans HecRas permet de vérifier les conditions d'écoulement ainsi que le débordement. Comme montré dans la figure **IV.1**

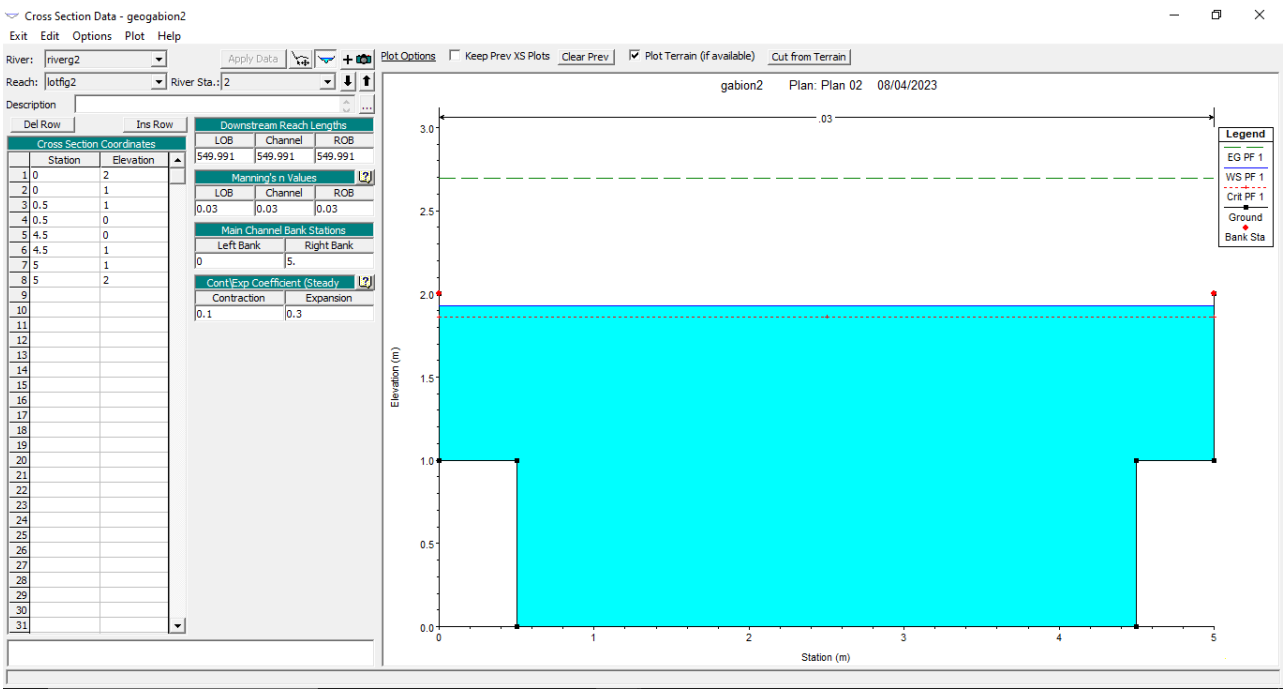


Figure IV.1 État d'écoulement à travers la section

On remarque dans la figure que le niveau d'eau ne dépasse pas la haureur du canal en gabion, en tenant compte de la pente de canal de 0.014%.

Les figures IV.3 et IV.2 montre l'état d'écoulement le long de l'aménagement en gabion, illustrant l'ensemble des profils en travers ainsi que le non débordement des eaux. Pour un débit de 33.57 m3/s, les résultata de la simulation avec le logiciel HecRas son présentés dans le table **5.**

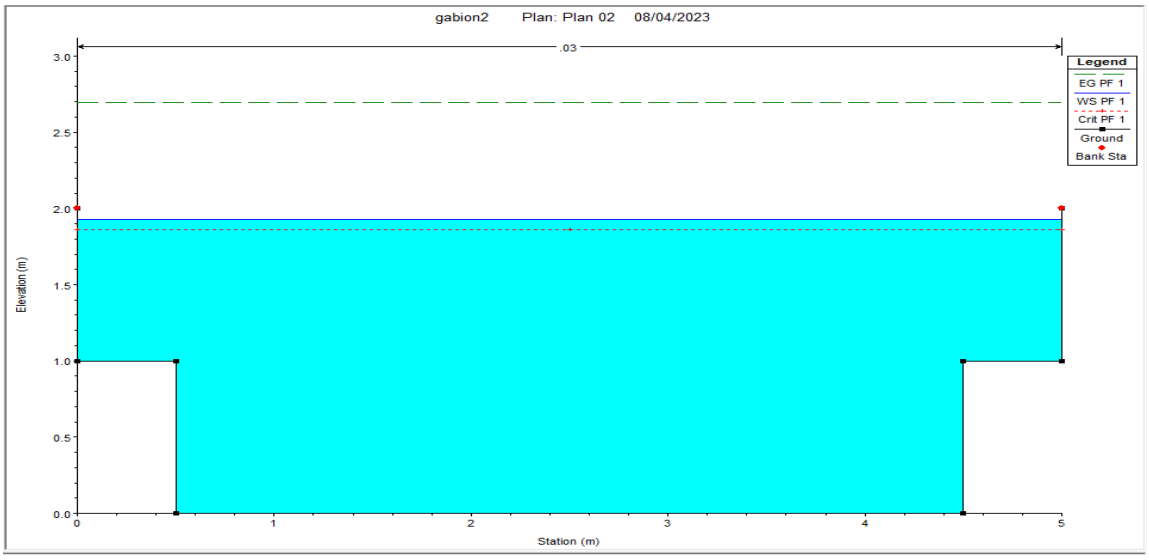


Figure IV.2 État d'écoulement à travers la section de départ

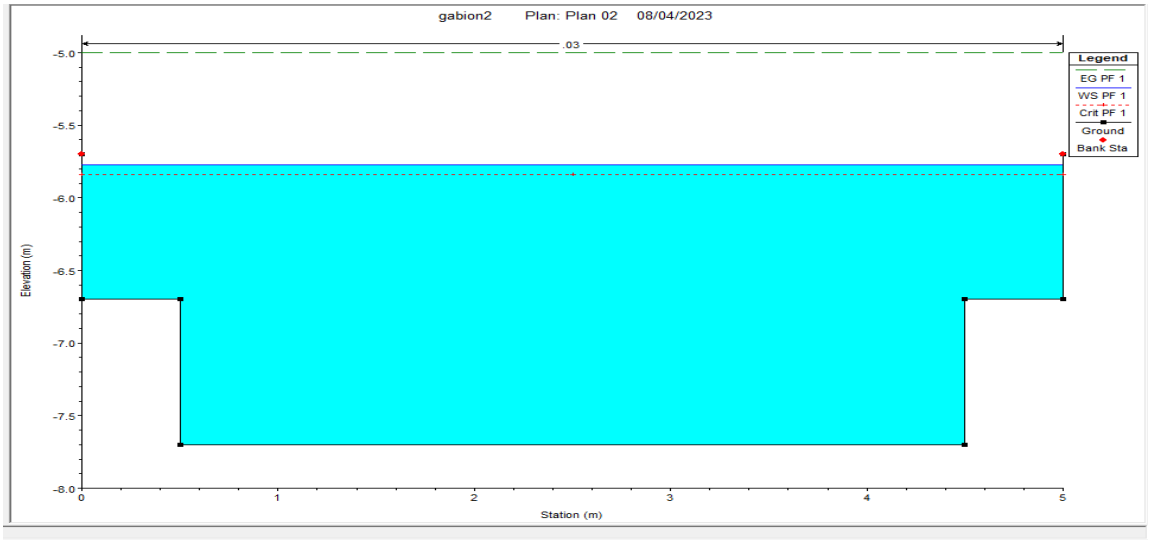


Figure IV.3 État d'écoulement à travers la section d'arrivée

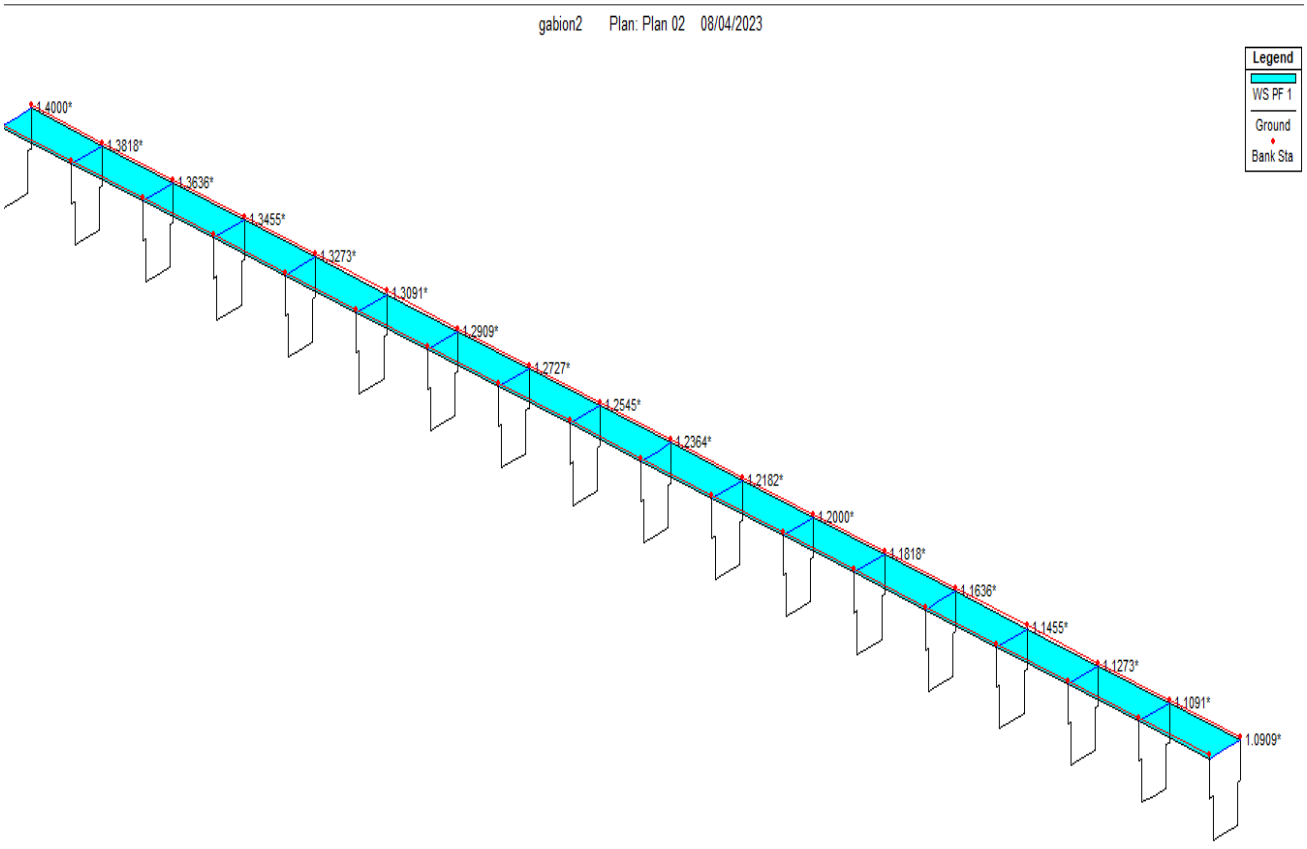


Figure IV.4 Vue des sections en perspective XYZ

Tableau IV.5 Résultat de simulation du tronçon avec une section aménagée en trapézoïdal

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
2	0	1.93	1.86	2.7	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.9818 *	-0.14	1.79	1.72	2.56	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.9636 *	-0.28	1.65	1.58	2.42	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.9455 *	-0.42	1.51	1.44	2.28	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.9273 *	-0.56	1.37	1.3	2.14	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.9091 *	-0.7	1.23	1.16	2	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.8909 *	-0.84	1.09	1.02	1.86	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.8727 *	-0.98	0.95	0.88	1.72	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.8545 *	-1.12	0.81	0.74	1.58	0.013995	3.88	8.65	5	0.94
1.8364 *	-1.26	0.67	0.6	1.44	0.013997	3.88	8.65	5	0.94
1.8182 *	-1.4	0.53	0.46	1.3	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.8000 *	-1.54	0.39	0.32	1.16	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.7818 *	-1.68	0.25	0.18	1.02	0.013997	3.88	8.65	5	0.94
1.7636 *	-1.82	0.11	0.04	0.88	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.7455 *	-1.96	-0.03	-0.1	0.74	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.7273 *	-2.1	-0.17	-0.24	0.6	0.013997	3.88	8.65	5	0.94
1.7091 *	-2.24	-0.31	-0.38	0.46	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.6909 *	-2.38	-0.45	-0.52	0.32	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.6727 *	-2.52	-0.59	-0.66	0.18	0.013997	3.88	8.65	5	0.94

1.6545*	-2.66	-0.73	-0.8	0.04	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.6364*	-2.8	-0.87	-0.94	-0.1	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.6182*	-2.94	-1.01	-1.08	-0.24	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.6000*	-3.08	-1.15	-1.22	-0.38	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.5818*	-3.22	-1.29	-1.36	-0.52	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.5636*	-3.36	-1.43	-1.5	-0.66	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.5455*	-3.5	-1.57	-1.64	-0.8	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.5273*	-3.64	-1.71	-1.78	-0.94	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.5091*	-3.78	-1.85	-1.92	-1.08	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.4909*	-3.92	-1.99	-2.06	-1.22	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.4727*	-4.06	-2.13	-2.2	-1.36	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.4545*	-4.2	-2.27	-2.34	-1.5	0.013995	3.88	8.65	5	0.94
1.4364*	-4.34	-2.41	-2.48	-1.64	0.013997	3.88	8.65	5	0.94
1.4182*	-4.48	-2.55	-2.62	-1.78	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.4000*	-4.62	-2.69	-2.76	-1.92	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.3818*	-4.76	-2.83	-2.9	-2.06	0.013997	3.88	8.65	5	0.94
1.3636*	-4.9	-2.97	-3.04	-2.2	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.3455*	-5.04	-3.11	-3.18	-2.34	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.3273*	-5.18	-3.25	-3.32	-2.48	0.013997	3.88	8.65	5	0.94
1.3091*	-5.32	-3.39	-3.46	-2.62	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.2909*	-5.46	-3.53	-3.6	-2.76	0.014	3.88	8.65	5	0.94
1.2727*	-5.6	-3.67	-3.74	-2.9	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.2545*	-5.74	-3.81	-3.88	-3.04	0.013999	3.88	8.65	5	0.94

1.2364*	-5.88	-3.95	-4.02	-3.18	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.2182*	-6.02	-4.09	-4.16	-3.32	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.2000*	-6.16	-4.23	-4.3	-3.46	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.1818*	-6.3	-4.37	-4.44	-3.6	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.1636*	-6.44	-4.51	-4.58	-3.74	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.1455*	-6.58	-4.65	-4.72	-3.88	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.1273*	-6.72	-4.79	-4.86	-4.02	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.1091*	-6.86	-4.93	-5	-4.16	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.0909*	-7	-5.07	-5.14	-4.3	0.013999	3.88	8.65	5	0.94
1.0727*	-7.14	-5.21	-5.28	-4.44	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1.0545*	-7.28	-5.35	-5.42	-4.58	0.013996	3.88	8.65	5	0.94
1.0364*	-7.42	-5.49	-5.56	-4.72	0.013998	3.88	8.65	5	0.94
1.0182*	-7.56	-5.63	-5.7	-4.86	0.014002	3.88	8.65	5	0.94
1	-7.7	-5.77	-5.84	-5	0.014001	3.88	8.65	5	0.94

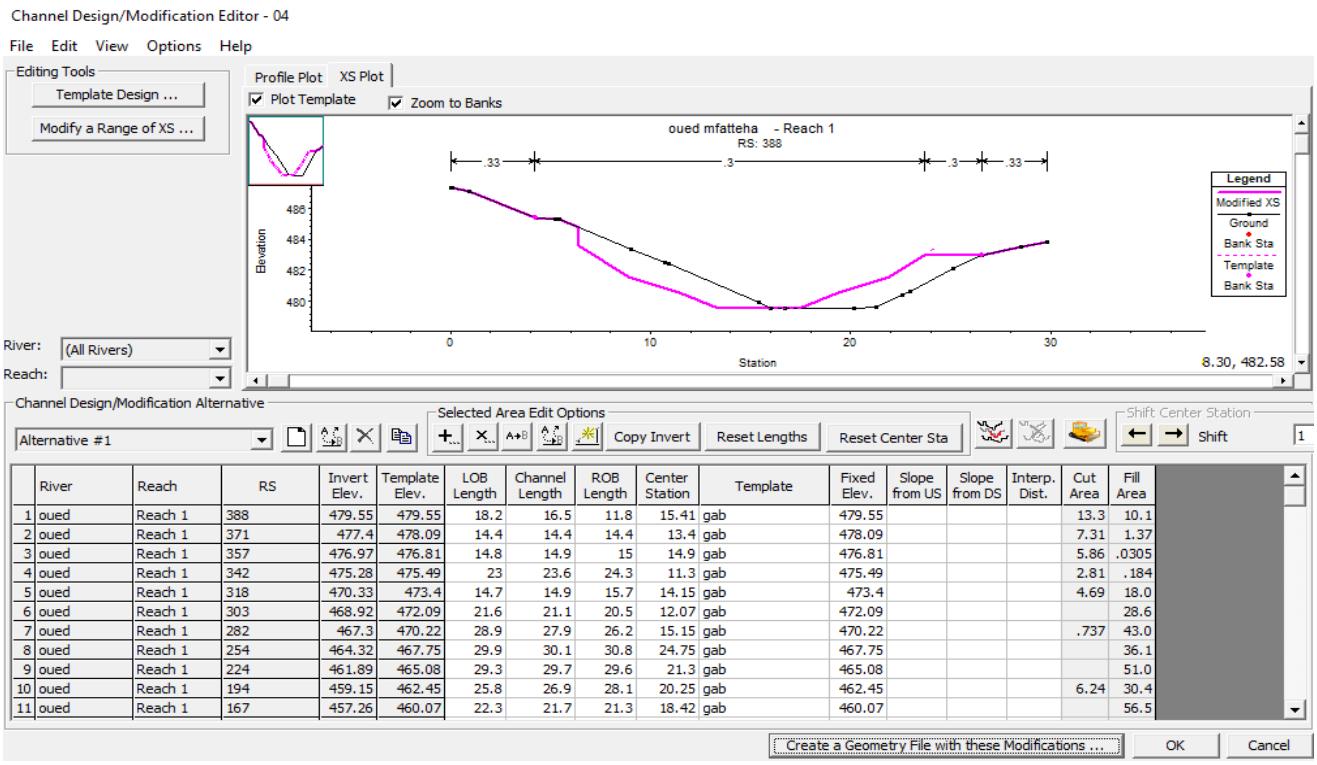
- **Interprétation des résultats**

-La vitesse le long du canal est de 3.88 m/s qui reste inférieur à la vitesse admissible.

-Le nombre de Froude reste inférieure á 1 indiquant un régime fluvial au long du canal.

- **Estimation du coût de la variante**

L'estimation des volumes de terrassements (déblai et remblai) se fait de la même manière à l'aide de logiciel HEC Ras c'est à dire superposer la section en travers du canal en gabion sur la section du cours d'eau naturel.



	River	Reach	RS	Invert Elev.	Template Elev.	LOB Length	Channel Length	ROB Length	Center Station	Template	Fixed Elev.	Slope from US	Slope from DS	Interp. Dist.	Cut Area	Fill Area
1	oued	Reach 1	388	479.55	479.55	18.2	16.5	11.8	15.41	gab	479.55				13.3	10.1
2	oued	Reach 1	371	477.4	478.09	14.4	14.4	14.4	13.4	gab	478.09				7.31	1.37
3	oued	Reach 1	357	476.97	476.81	14.8	14.9	15	14.9	gab	476.81				5.86	.0305
4	oued	Reach 1	342	475.28	475.49	23	23.6	24.3	11.3	gab	475.49				2.81	.184
5	oued	Reach 1	318	470.33	473.4	14.7	14.9	15.7	14.15	gab	473.4				4.69	18.0
6	oued	Reach 1	303	468.92	472.09	21.6	21.1	20.5	12.07	gab	472.09					28.6
7	oued	Reach 1	282	467.3	470.22	28.9	27.9	26.2	15.15	gab	470.22				.737	43.0
8	oued	Reach 1	254	464.32	467.75	29.9	30.1	30.8	24.75	gab	467.75					36.1
9	oued	Reach 1	224	461.89	465.08	29.3	29.7	29.6	21.3	gab	465.08					51.0
10	oued	Reach 1	194	459.15	462.45	25.8	26.9	28.1	20.25	gab	462.45				6.24	30.4
11	oued	Reach 1	167	457.26	460.07	22.3	21.7	21.3	18.42	gab	460.07					56.5

Figure IV.5 Illustration de calculs des volumes déblai et remblai.

- **Volume du gabion**

Dans notre cas nous avons utilisé un gabion de dimension (2m ∗ 1m ∗ 1m) le long de 645m du cours d'eau avec deux (02) étages.

Alors le résultat de calcul est: Volume Gabion = 3300 m^3.

L'estimation du coût de la variante est donnée dans le table **6.**

Tableau IV.6 Devis de la variante canal en gabion

Travaux	Prix unitaire	Quantité (m^3)	Montant
Remblai	200.00 DZD	9214	1842800.00 DZD
Déblai	250.00 DZD	843	210750.00 DZD
Gabion	4500.00 DZD	3300	14850000.00 DZD

IV.3.2) Deuxiéme variante: Canal en béton armé de forme trapézoïdale

La deuxième variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé.

Pour le fruit de talus, nous choisissons m = 0.1 pour la facilité technique de réalisation sur le terrain. Un canal en béton présente:

-Une durée de vie importante.

-Les meilleures caractéristiques hydrauliques.

-Une durée de réalisation trés courte.

Au cours du dimensionnement de la section de forme trapézoïdale du canal on a utilisé le logiciel FLOWMASTER et on a vérifié les résultats obtenus grâce à une simulation sous HECRAS du canal avec une approche unidimensionnelle 1D.

- **Les données de bases**

Les données de bases regroupent l'ensembles des données permettant de dimensionner le canal.

Tableau IV.7 Les dimensions du canal.

Données	Valeurs
Longueur du tronçon(m)	550
Tirant d'eau (m)	2.7
Section départ	0
Section arrivée	550
Fruit de talus	0.1
Coefficient de rugosité	0.013
Pente du canal	0.014

- **Dimensionnement à l'aide de FlowMaster**

FlowMaster nous permet d'effectuer des calculs hydrauliques pour des dizaines de types d'éléments, allant des conduites aux canalisations à écoulement libre, en passant par les bouches d'égout et les déversoirs résolution de toute propriété inconnue et Conception pour toute caractéristique souhaité.

Le calcul passe par les étapes usuelles telle création d'un nouveau projet affectation d'un titre au projet puis le sauvegarder, choisir la forme du canal à calculer et y introduire les données relatives au tronçon 1 la figure suivante montre que nous avons choisi la formule Manning et y sélectionnée la largeur du fond comme paramètre à calculer pour un régime Uniforme.

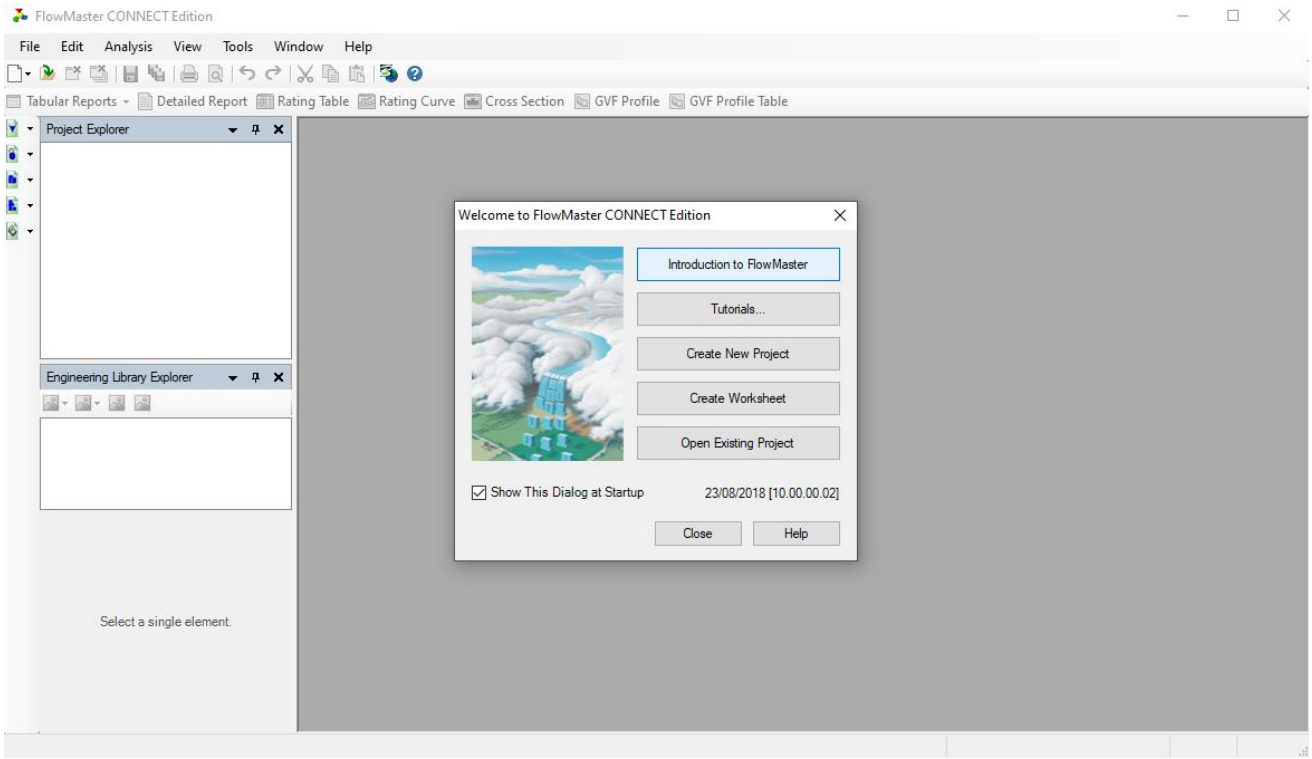


Figure IV.6 Interface d'utilisateur de FlowMaster.

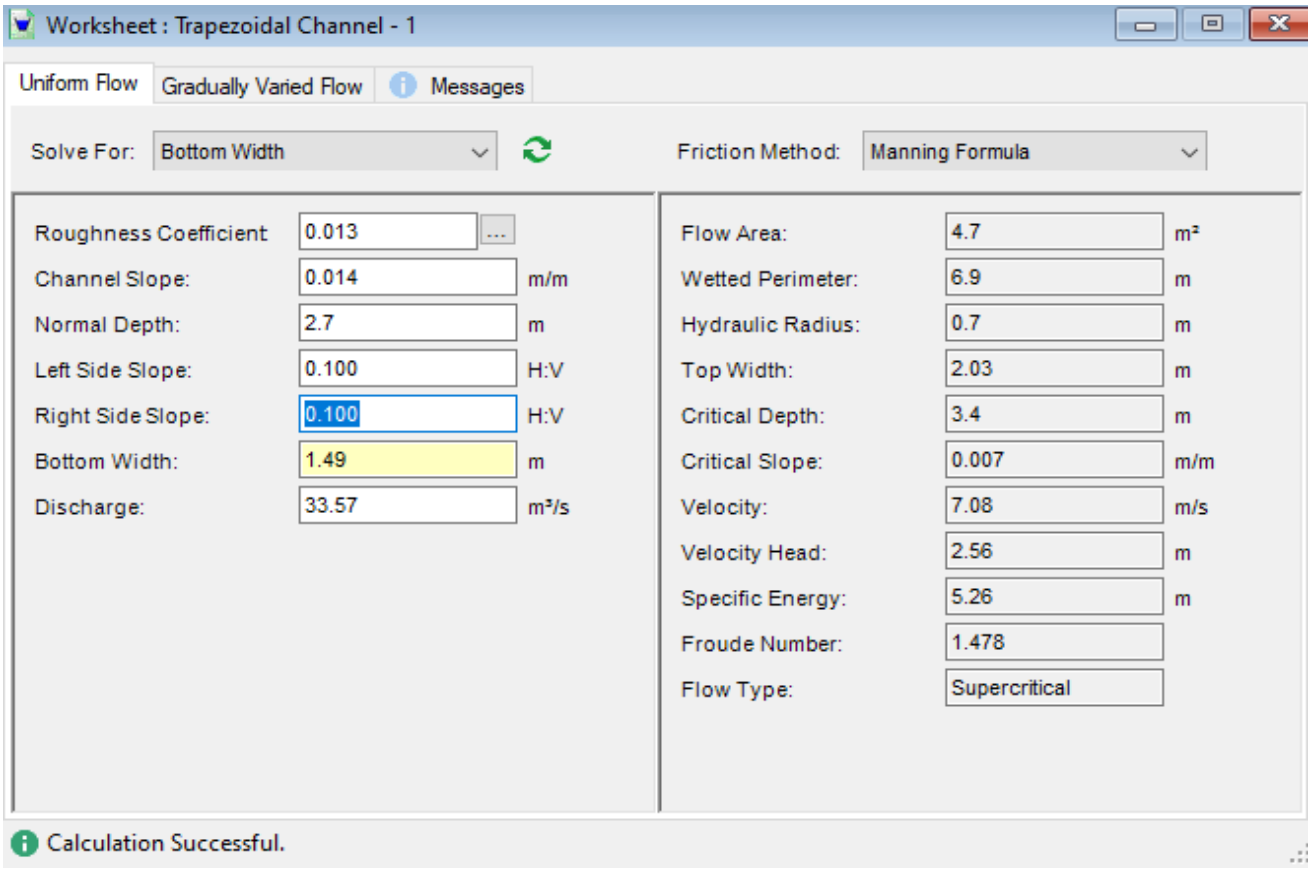


Figure IV.7 Introduction des données pour le tronçon et résultats de calcul de section trapézoïdale.

La table **8** résume les résultats du calcul de la forme trapézoïdale:

Tableau IV.8 Résultats de calcul de la section trapézoïdale du tronçon parFlowMaster

Résultats FlowMaster	Valeur
B largeur de fond (m)	1.49
Débit Q projet (m^3/s)	33.57
Section mouillée (m^2)	4.7
Périmétre mouillée (m)	6.9
Rayon Hydraulique (m)	0.7
Largeur au miroir (m)	2.03
Hauteur Critique (m)	3.4
Vitesse (m/s)	7.08
Énergie Spécifique (m)	5.26
Nombre de Froude	1.478
Type d'écoulement	torrentiel

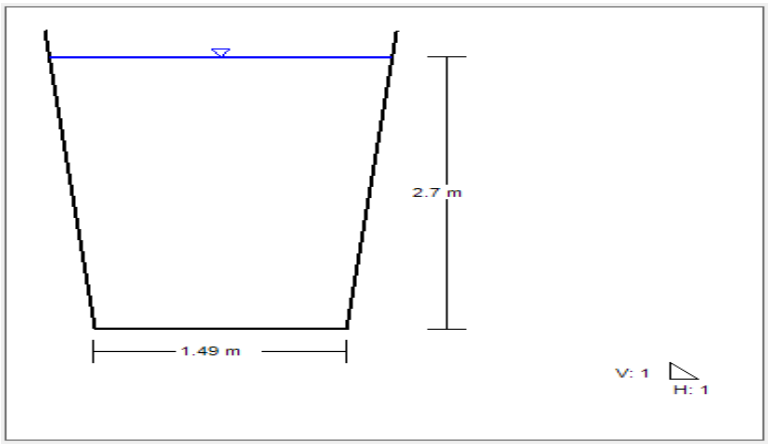


Figure IV.8 Section de tronçon.

- **Simulation et vérification des conditions d'écoulement**

Dans cette partie on simule le comportement d'écoulement à travers les sections trapézoïdales dimensionnées dans l'étape précédente. C-à-d vérifier si l'écoulement dépasse et déborde des berges.

Introduction de la géométrie des sections trapézoïdales du premier tronçon en HEC-RAS tout

en ajustant les élévations du radier, donc en considérant une pente de 1.4% et pour une longueur de 550m, la dénivelée entre la première et la dernière section et de 7.7 m et en ajoutant la revanche R = 0.3 m.

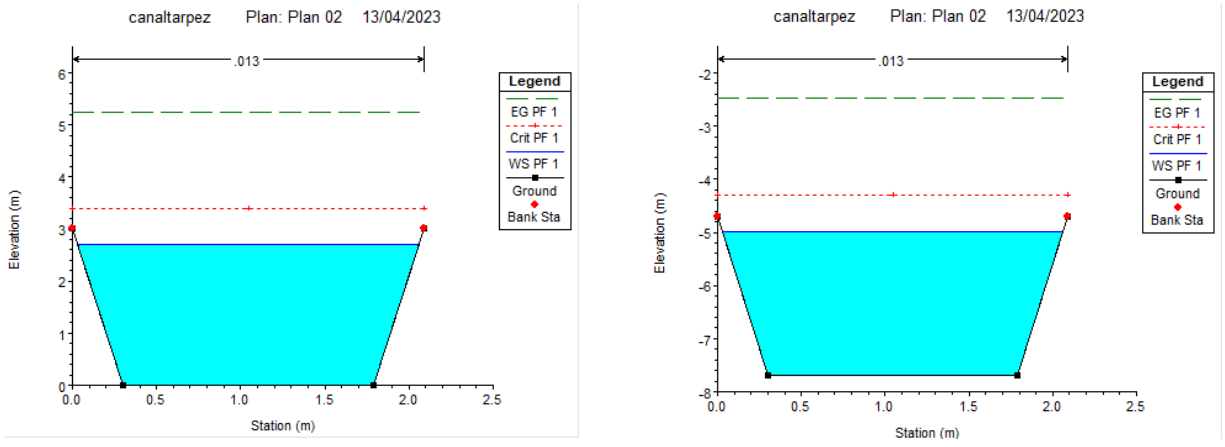


Figure IV.9 Simulations sous HEC-RAS du canal trapézoïdal.

On voit sur la figure IV.9 que le tirant d'eau maximal ne dépasse pas la hauteur de l'ouvrage après l'ajout de la revanche de 0.3 m donc pas de débordement.

La figure IV.10représente le profil de surface d'eau le long du tronçon aménagé ainsi que le radier du canal projeté.

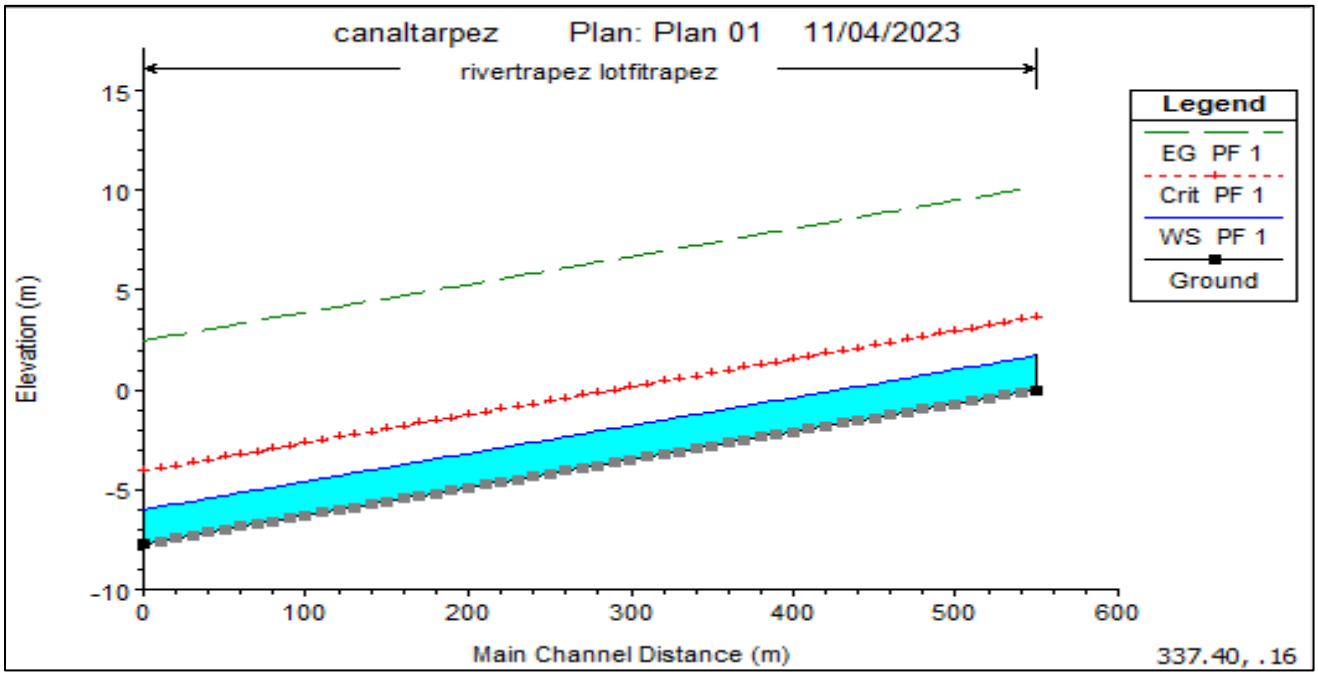


Figure IV.11 Profil de la surface d'eau et du radier du canal Avec une pente de 1.4%.

Le tableau résume les paramètres hydrauliques les plus importants après simulation d'écoulement.

Tableau IV.9 Résultat de simulation du tronçon avec une section aménagée en trapézoïdal

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
2	0	2.69	3.4	5.25	0.014002	7.08	4.74	2.03	1.48
1.9818*	-0.14	2.55	3.26	5.11	0.014003	7.08	4.74	2.03	1.48
1.9636*	-0.28	2.41	3.12	4.97	0.014	7.08	4.74	2.03	1.48
1.9455*	-0.42	2.27	2.98	4.83	0.014	7.08	4.74	2.03	1.48
1.9273*	-0.56	2.13	2.84	4.69	0.013999	7.08	4.74	2.03	1.48
1.9091*	-0.7	1.99	2.7	4.55	0.013997	7.08	4.74	2.03	1.48
1.8909*	-0.84	1.85	2.56	4.41	0.013997	7.08	4.74	2.03	1.48
1.8727*	-0.98	1.71	2.42	4.27	0.013996	7.08	4.74	2.03	1.48
1.8545*	-1.12	1.57	2.28	4.13	0.013993	7.08	4.74	2.03	1.48
1.8364*	-1.26	1.43	2.14	3.99	0.013993	7.08	4.74	2.03	1.48
1.8182*	-1.4	1.29	2	3.85	0.013992	7.08	4.74	2.03	1.48
1.8000*	-1.54	1.15	1.86	3.71	0.013992	7.08	4.74	2.03	1.48
1.7818*	-1.68	1.01	1.72	3.57	0.013988	7.08	4.74	2.03	1.48
1.7636*	-1.82	0.87	1.58	3.43	0.013987	7.08	4.74	2.03	1.48
1.7455*	-1.96	0.73	1.44	3.29	0.013986	7.08	4.74	2.03	1.48
1.7273*	-2.1	0.6	1.3	3.15	0.013981	7.08	4.74	2.03	1.48
1.7091*	-2.24	0.46	1.16	3.01	0.013979	7.08	4.74	2.03	1.48
1.6909*	-2.38	0.32	1.02	2.87	0.013977	7.08	4.74	2.03	1.48
1.6727*	-2.52	0.18	0.88	2.73	0.013972	7.08	4.74	2.03	1.48

1.6545*	-2.66	0.04	0.74	2.59	0.013968	7.08	4.74	2.03	1.48
1.6364*	-2.8	-0.1	0.6	2.45	0.013965	7.08	4.74	2.03	1.48
1.6182*	-2.94	-0.24	0.46	2.31	0.013957	7.07	4.75	2.03	1.48
1.6000*	-3.08	-0.38	0.32	2.17	0.013953	7.07	4.75	2.03	1.48
1.5818*	-3.22	-0.52	0.18	2.03	0.013947	7.07	4.75	2.03	1.48
1.5636*	-3.36	-0.66	0.04	1.89	0.013937	7.07	4.75	2.03	1.48
1.5455*	-3.5	-0.8	-0.1	1.75	0.013929	7.07	4.75	2.03	1.48
1.5273*	-3.64	-0.94	-0.24	1.6	0.01392	7.07	4.75	2.03	1.47
1.5091*	-3.78	-1.08	-0.38	1.46	0.013906	7.06	4.75	2.03	1.47
1.4909*	-3.92	-1.22	-0.52	1.32	0.013895	7.06	4.75	2.03	1.47
1.4727*	-4.06	-1.36	-0.66	1.18	0.013881	7.06	4.76	2.03	1.47
1.4545*	-4.2	-1.5	-0.8	1.04	0.013862	7.05	4.76	2.03	1.47
1.4364*	-4.34	-1.64	-0.94	0.9	0.013844	7.05	4.76	2.03	1.47
1.4182*	-4.48	-1.77	-1.08	0.76	0.013824	7.05	4.76	2.03	1.47
1.4000*	-4.62	-1.91	-1.22	0.62	0.013801	7.04	4.77	2.03	1.47
1.3818*	-4.76	-2.05	-1.36	0.47	0.013783	7.04	4.77	2.03	1.47
1.3636*	-4.9	-2.19	-1.5	0.33	0.013764	7.03	4.77	2.03	1.47
1.3455*	-5.04	-2.33	-1.64	0.19	0.01378	7.04	4.77	2.03	1.47
1.3273*	-5.18	-2.47	-1.78	0.05	0.013796	7.04	4.77	2.03	1.47
1.3091*	-5.32	-2.61	-1.92	-0.09	0.013778	7.04	4.77	2.03	1.47
1.2909*	-5.46	-2.75	-2.06	-0.23	0.01376	7.03	4.77	2.03	1.47
1.2727*	-5.6	-2.89	-2.2	-0.37	0.013777	7.04	4.77	2.03	1.47
1.2545*	-5.74	-3.03	-2.34	-0.51	0.013792	7.04	4.77	2.03	1.47
1.2364*	-5.88	-3.17	-2.48	-0.65	0.013775	7.04	4.77	2.03	1.47
1.2182*	-6.02	-3.31	-2.62	-0.79	0.013791	7.04	4.77	2.03	1.47

1.2000*	-6.16	-3.45	-2.76	-0.93	0.013774	7.04	4.77	2.03	1.47
1.1818*	-6.3	-3.59	-2.9	-1.07	0.013789	7.04	4.77	2.03	1.47
1.1636*	-6.44	-3.73	-3.04	-1.2	0.013805	7.04	4.77	2.03	1.47
1.1455*	-6.58	-3.87	-3.18	-1.35	0.013789	7.04	4.77	2.03	1.47
1.1273*	-6.72	-4.01	-3.32	-1.49	0.013771	7.03	4.77	2.03	1.47
1.1091*	-6.86	-4.15	-3.46	-1.63	0.013788	7.04	4.77	2.03	1.47
1.0909*	-7	-4.29	-3.6	-1.77	0.01377	7.03	4.77	2.03	1.47
1.0727*	-7.14	-4.43	-3.74	-1.91	0.013785	7.04	4.77	2.03	1.47
1.0545*	-7.28	-4.57	-3.88	-2.04	0.013801	7.04	4.77	2.03	1.47
1.0364*	-7.42	-4.71	-4.02	-2.19	0.013785	7.04	4.77	2.03	1.47
1.0182*	-7.56	-4.85	-4.16	-2.33	0.013767	7.03	4.77	2.03	1.47
1	-7.7	-4.99	-4.3	-2.47	0.013782	7.04	4.77	2.03	1.47

- **Interprétation des résultats**

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued , et une vitesse varie de 7.03 m/s à 7.08 m/s , cette valeur de vitesse reste admissible pour un béton armé.

- **Estimation du coût de la variante**

A. Le volume du béton

Dans cette variante le béton fait partie dominante du canal trapézoïdal, une épaisseur de e1=15 cm pour la radier et les côtés du canal ainsi qu'une épaisseur e2=2 cm pour le béton de propreté, la figure 5.8 illustre les dimensions dans une section en travers d'un canal trapézoïdal.

Le calcul du volume de béton de propreté et résumé dans la table **10**.

Tableau IV.10 Résultat de calcul volume de béton de propreté

Tronçon	
L (m)	550
B (m)	1.49
S_{bp} (m^2)	0.0298
V_{bp} (m^3)	16.39

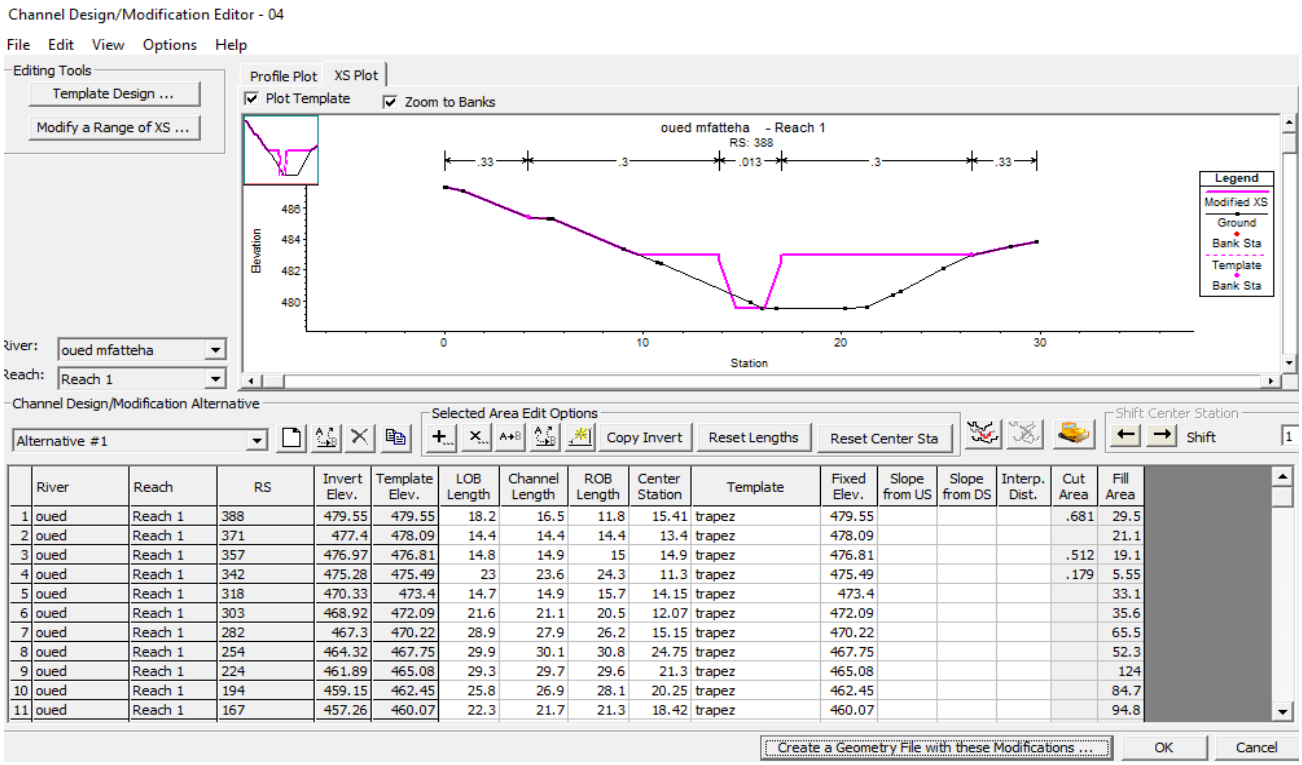
Le calcul du volume de béton dosé à 350kg par m^3 est résumé dans la table **11**.

Tableau IV.11 Résultat de calcul du volume de béton dosé à 350kg.

					Radier	Berges	Total
Tronçon	L (m)	550	B (m)	1.49	122.93	497.47	620.39

B. Volume de remblai et déblai

L'estimation des volumes déblai et remblai peut se faire directement sous HecRas, ceci en projetant la section du canal aménagé dans le cours d'eau naturel, alors la section se superpose sur la section naturelle du cours d'eau, un calcul rapide permet d'en déduire les volumes en calculant les sections du terrain à enlever et ou à ajouter, en multipliant par la longueur du tronçon considéré on obtient le volume, comme illustré dans la figure suivante dans le cas du premier tronçon.



	River	Reach	RS	Invert Elev.	Template Elev.	LOB Length	Channel Length	ROB Length	Center Station	Template	Fixed Elev.	Slope from US	Slope from DS	Interp. Dist.	Cut Area	Fill Area
1	oued	Reach 1	388	479.55	479.55	18.2	16.5	11.8	15.41	trapez	479.55				.681	29.5
2	oued	Reach 1	371	477.4	478.09	14.4	14.4	14.4	13.4	trapez	478.09					21.1
3	oued	Reach 1	357	476.97	476.81	14.8	14.9	15	14.9	trapez	476.81				.512	19.1
4	oued	Reach 1	342	475.28	475.49	23	23.6	24.3	11.3	trapez	475.49				.179	5.55
5	oued	Reach 1	318	470.33	473.4	14.7	14.9	15.7	14.15	trapez	473.4					33.1
6	oued	Reach 1	303	468.92	472.09	21.6	21.1	20.5	12.07	trapez	472.09					35.6
7	oued	Reach 1	282	467.3	470.22	28.9	27.9	26.2	15.15	trapez	470.22					65.5
8	oued	Reach 1	254	464.32	467.75	29.9	30.1	30.8	24.75	trapez	467.75					52.3
9	oued	Reach 1	224	461.89	465.08	29.3	29.7	29.6	21.3	trapez	465.08					124
10	oued	Reach 1	194	459.15	462.45	25.8	26.9	28.1	20.25	trapez	462.45					84.7
11	oued	Reach 1	167	457.26	460.07	22.3	21.7	21.3	18.42	trapez	460.07					94.8

Figure IV.12 Illustration de calculs des volumes déblai et remblai.

Le calcul des volumes de terrassements est résumé dans la table **12** du devis de la variante :

Tableau IV.12 Le devis de la variante proposée

Opération	Unité	Prix Unitaire	Quantité	Montant
Terrassement	Remblai	250.00 DZD	17468	4367000.00
	Déblai	200.00 DZD	21	4200.00
Béton de propreté	m3	6000.00 DZD	16.39	98340.00
Béton	m3	32000.00 DZD	620.39	19840000.00
		Coût total de la variante		24309540.00

IV.3.3) Choix de la vatiante d'aménagement

- **Les avantage et les inconvénients**

Les avantages et inconvénients de chacune des variantes proposées dans cette partie se résument dans la table

Tableau IV.13 Les avantages et les inconvénients des variantes proposées.

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal en Gabions	-Retarder et ralentir le processus d'érosion. -Bonne perméabilité. -Protection contre glissements des talus et berges. -Grande résistance à la rupture grâce au fils du treillis métallique -Disponibilité du matériau vitesse de construction rapide	-Esthétique, Maintenance et réparation parfois couteuses et fastidieuses. -Cout de mise en Œuvre très élevé. -Obligation d'inspection après chaque évènement de crue.
Canal trapézoïdal En béton armé	-Le rendement hydraulique est efficace. -La durée de vie est importante (50 à 120 ans). -La forme étroite est adaptée à la ville. -La durée de réalisation est courte par rapport à un revêtement en gabion. -Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal	-Le cout de génie civil est élevé. -Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). -Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles

- **La variante choisie**

Dans ce chapitre on a aménagé oued Sidi Mhamed de telle façon à avoir un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et la surface libre est soumise à la pression atmosphérique avec un profil qui véhicule le débit maximum.

Le dimensionnement du canal trapezoidale en béton armé se fait à l'aide du programme HEC-RAS, on remarque que le régime d'écoulement est torrentiel dans la majeure partie des canaux composant le projet.

Le dimensionnement du canal en Gabion se fait à l'aide du programme HEC-RAS, on remarque que le régime d'écoulement est fluvial dans la majeure partie des canaux composant le projet.

Dans le cas de réalisation de canaux, les deux variantes (Canal en béton, gabion) arrivent à évacuer le débit de dimensionnement sans problèmes, point de vue économique on opte la variante du canal en gabion.

Chapitre V: Organisation de chantier

V.1) Introduction

Le management de Project ou bien l'organisation de charnier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'élaboration d'un projet dans les meilleures conditions possibles. Il permet d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier et accomplir le projet dans les meilleures conditions de sécurité.

V.2) Devis quantitatif et estimatif du projet

Les prix des différentes tâches à exécutée inclus le prix de décapage de la couche de terre végétale et les déblais et les remblais et le compactage et le gabionnage du cours d'eau, et le transport des sols excédentaires

V.2.1) Calcul du volume des travaux

Le calcul se fait sur les sections transversales de l'oued, en évaluant la différence entre les sections naturelles et les sections projetées

- **Volume de la couche de terre végétale**

Le volume de la couche de terre végétale est calculé selon la formule suivante : $V_{cv} = H.B.L$ V-1

Avec :

-V_{cv} : volume de la couche de terre végétale en (m^3).

-H : profondeur de la couche de terre végétale (on prend H = 0.1 m).

-L : longueur totale de la tranchée en (m).

-B : largeur de la couche de terre végétale en (m).

- **Volume des déblais et des remblais**

Les volumes des terrassements « déblais et remblais » sont calculés par HEC-RAS selon le profil en long et les sections des canaux. Lors d'un terrassement le sol retiré foisonne, cela signifie une augmentation de volume des matériaux après excavation.

C'est ce volume foisonné qui servira de base à l'établissement d'un devis pour transporter le matériau d'un point A à un point B, et en cas de remblaiement, l'utilisation d'un coefficient de foisonnement permet de connaitre le volume restant après tassement. Selon la nature du matériau ou du sol, le coefficient de foisonnement en terrassement est différent. Voici quelques coefficients de foisonnement utilisés.

Tableau V.1 Le coefficient de foisonnement selon le type du sol.

Matériaux	Coefficient de foisonnement
Terre végétale	1.42
Argile, sable argileux	1.25
Sable	1.12
Granit fragmentée	1.64

V.3) Planification

V.3.1) Définition de la planification

La planification consiste á chercher constament la meilleure façon d'utilsation avec économie des moyens humains, materiels ainsi que materiaux pour assurer l'éfficacité de l'action entreprise

V.3.2) Objectifs de la planification

Le travail doit se faire:

-Dans un cadre correct (bonne succession des travaux).

-Sans retard.

-Aussi économique que possible (faire un bénéfice).

V.3.3) Méthodes de planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir:

1) Les méthodes basées sur le réseau.
2) Les méthodes basées sur le graphique.

A. Les méthodes basées sur le réseau

1) Réseau á fléches: L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

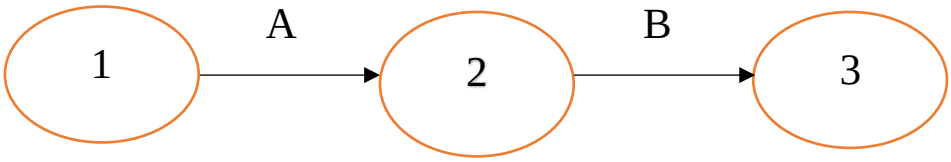


Figure V.1 L'opération A précède l'opération B.

2)Réseau à nœuds: L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

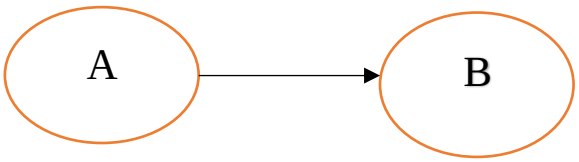


Figure V.2 L'opération A précède l'opération B.

- **Construction du réseau:**

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

1. Établissement 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.

2. Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

3. Construction des graphes partiels.

4. Regroupement des graphes partiels.

5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

6. Construction du réseau.

- **Différentes méthodes basées sur le réseau :**

a) Méthode C.P.M (Méthode française) : L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

1. l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

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

3. adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

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

C'est-á-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistante á mettre en ordre sous forme d

réseau plusieurs tâches qui grâce á leur chronologie et leur dépendance concourent toutes á l'obtention d'un produit fini.

B. Méthodes basées sur le graphique

a) Méthode linéaire : Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

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

- **Les étapes de la planification**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend 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 du 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.

V.3.4) Choix de la méthode de calcul

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

A. Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

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

DCP	Tr
DFP	DCCP
DFPP	MT

$DFP = DCP + T\,r$ $DCPP = DFPP - T\,r$

B. Chemin critique C.C

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$MT = 0$

$\Sigma T_{RCC} = DTP$

V.3.5) Diagramme de Gantt

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

- Les différentes tâches à envisager.

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

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

- **Élaboration 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 table **2**.

- **Attribution des durées pour les taches**

Tableau V.2 Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation d'un canal en gabillon.

Désignation d'opération	Code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	8
Travaux de térrassement sur le trançon 1	B	10
Compactage du trançon 1	C	6
Pose de gabillon sur le trançon 1	D	12
Travaux de térrassement sur le trançon 2	E	10
Compactage du trançon 2	F	6
Pose de gabillon sur le trançon 2	G	12
Travaux de térrassement sur le trançon 3	H	10
Compactage du trançon 3	I	6
Pose de gabillon sur le trançon 3	J	12
Déménagement du chantier	K	8

Tableau V.3 Succession des tâches de réalisation du canal en gabillon.

Opérations	Succéde	Précéde	Durée (jours)
A	B	-	8
B	C	A	10
C	D,E	B	6
D	E	C	12
E	F	C,D	10
F	G,H	E	6
G	H	F	12
H	I	F,G	10
I	J,K	H	6
J	K	I	12
K	-	I,K	8

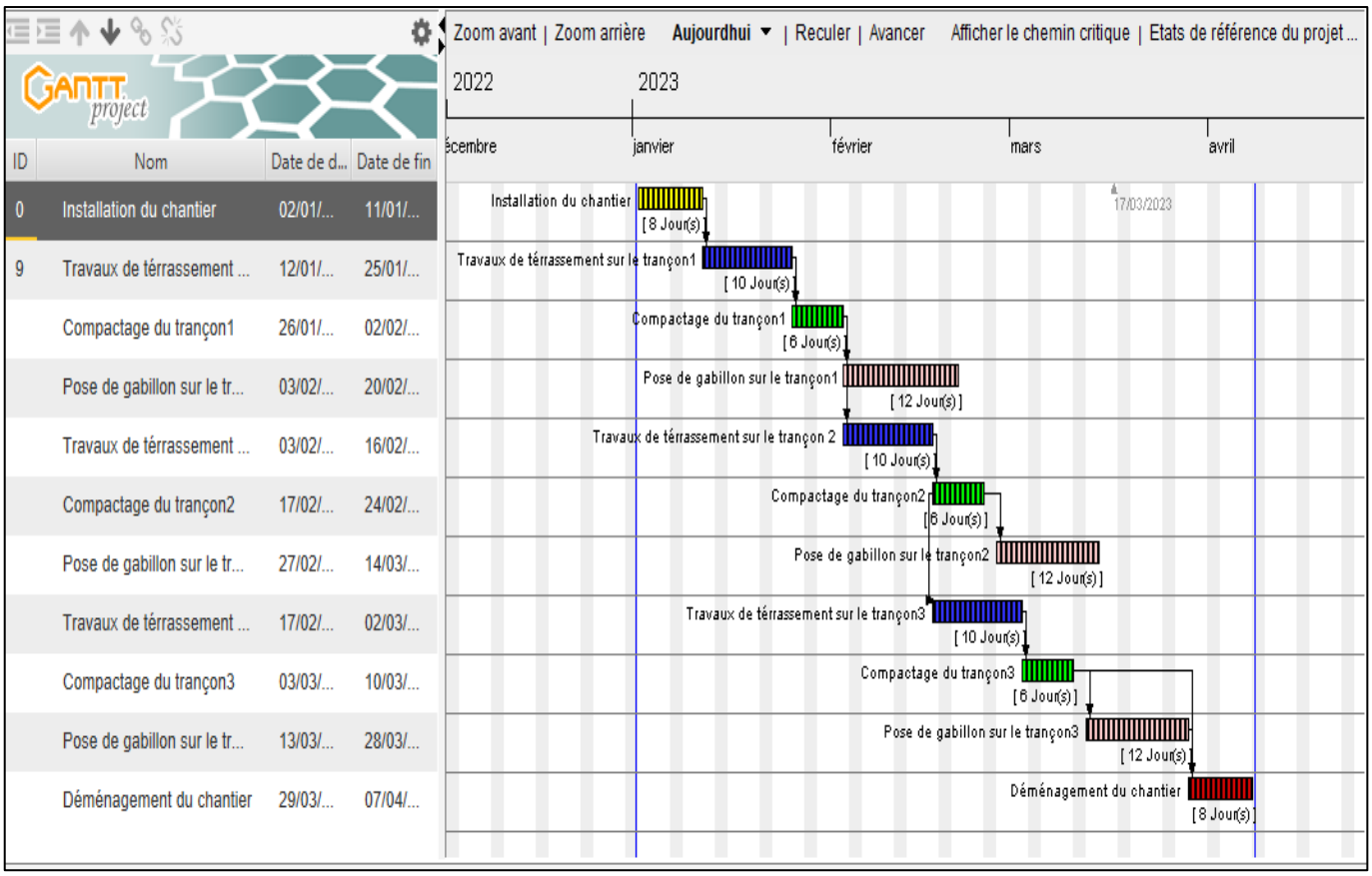


Figure V.3 Diagramme de Gantt

V.3.6) Conclusion

Il est indispensable de procéder à l'organisation du chantier avant de débuter tout travail de construction, car elle permet de définir tous les travaux nécessaires à la réalisation du projet, ainsi que leur volume. Par ailleurs, elle fournit une estimation précise du coût total du projet.

En outre, l'organisation du chantier permet de définir les équipements nécessaires pour la réalisation des travaux. Le choix de ces équipements repose sur une étude économique du projet.

D'après l'étude effectuée, il est conclu que la durée des travaux de construction pour ce projet s'étalera sur une période de trois mois et sept jours, pour un coût total estimé de 21129437.5 DZD (TVA est incluse).

CONCLUSION GÉNÉRALE

Pour réaliser une étude précise d'un cours d'eau, il est nécessaire de disposer d'un maximum de données climatiques, hydrologiques et topographiques afin de représenter au mieux l'état naturel de l'oued. Cela permet de traiter de manière réaliste les problèmes d'inondations sur la zone étudiée et de proposer des solutions adaptées. Pour prévenir différents scénarios d'événements, qu'ils soient naturels ou dus à des mesures que l'on pourrait envisager, il est essentiel d'avoir une représentation détaillée de tous les aspects, avec des simulations de l'écoulement à l'aide d'outils informatiques et de différents logiciels.

En termes de débit de crue, c’est difficile de faire le choix de l’approche qui pourrait nous donner des résultats significatifs sur lesquels on va se baser. Ainsi, il devient insensé de prendre une méthode qui ne s’adapte pas à notre situation. Il faut que la méthode choisie soit plus proche aux données réelles.

Ainsi, malgré l'utilisation d'outils modernes tels que le logiciel AutoCad pour exporter une multitude de profils transversaux vers HEC-RAS, un rendu parfaitement fidèle d'un cours d'eau demeure impossible. Cependant, la représentation élaborée permet tout de même de fournir des outils utiles, tels qu'une carte de vulnérabilité aux inondations.

Liste d’abréviations

A : Surface (m2) ;

ANRH : Agence National des Ressources Hydriques ;

BV : Bassin Versant ;

Ca : Coefficient d’allongement ;

Cp : Coefficient de pointe ;

Ct : Coefficient de torrentialité ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard. DFP : date de finition au plus tôt ;

Dd : Densité de drainage Km/Km2 ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

Ds : le transport solide en (t/Km2/an) ;

Fr : Nombre de Froude ;

g : Accélération due à la gravité (m/s2)

HEC-RAS : Hydrologic Engineering Center’s River Analysis System ;

Ic : Pente du talweg principale (%) ;

Im : Pente moyenne du bassin versant m/Km ;

Imoy : Pente moyenne du cours d’eau m/Km ;

Ip : Indice de pente de Roche % ;

Kc : Indice de compacité ;

Le : Lamme d’eau écoulée (mm)

MNT : Modèle Numérique de Terrain ;

n : Coefficient de rugosité de Manning ;

Qmax : Débit maximal de la crues (m3/s) ;

Qmoy : Débit moyen de la crues (m3/s) ;

Qt : Débit à l'instant t (m3/s) ;

R : Rayon hydraulique (m)

SIG : Système d'Information Géographique ;

Sm : Surface mouillée (Km2)

Ta : désigne la dégradation spécifique en (T/Km2/an) ;

Tb : Temps de base (heures) ;

Tc : Temps de concentration (heures) ;

Tm : Temps de décrue (heures) ;

Tm : Temps de montée de la crue (heures) ;

TIN : Triangulated Irregular Network

Tr : temps de réalisation ;

Vr : Vitesse de ruissellèment m2/s ;

1D : Unidimensionnel ;

2D : Bidimensionnel ;

Référence bibliographique

Touaibia Bénina, 2004. Manuel Pratique d'Hydrologie. Presse Madani frères, Blida, Algérie. 166p.

U.S. Army Corps of Engineers, 2016a. HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 5.0. 960p. Février 2016.

Disponible à l'adresse :

http ://www.hec.usace.army.mil/software/

U.S. Army Corps of Engineers, 2016b. HEC-RAS River Analysis System – 2D Modeling User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68A, Version 5.0. 171p.Février 2016. Disponible à L'adresse :

Http ://www.hec.usace.army.mil/software/

ZEROUAL, Ayoub, ASSANI, Ali.A., MEDDI, M. et al., 2019. Assessment of climate change in Algeria from 1951 to 2098 using the Köppen–Geiger climate classification scheme. Clim Dyn52, 227–243 (2019).

Disponible à l'adresse :

Https ://doi.org/10.1007/s00382-018-4128-0

Référence sitographique

https ://earthexplorer.usgs.gov/

https :// power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/

https://spatialreference.org /

https://www.openstreetmap.org /

Annexe

Tableau 6.4 : *Probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en F (d.d.l).*

d.d.l/ α	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.706	3.841	5.412	6.635	10.83
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.21	13.82
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.27
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.67	13.277	18.47
5	1.61	4.351	6.064	7.289	9.236	11.07	13.39	15.086	20.52
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.65	12.59	15.03	16.812	22.46
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.02	14.07	16.62	18.475	24.32
8	3.49	7.344	9.524	11.03	13.36	15.51	18.17	20.09	26.13
9	4.168	8.343	10.66	12.24	14.68	16.92	19.68	21.666	27.88
10	4.865	9.342	11.78	13.44	15.99	18.31	21.16	23.209	29.59
11	5.578	10.34	12.9	14.63	17.28	19.68	22.62	24.725	31.26
12	6.304	11.34	14.01	15.81	18.55	21.03	24.05	26.217	32.91
13	7.042	12.34	15.12	16.99	19.81	22.36	25.47	27.688	34.53
14	7.79	13.34	16.22	18.15	21.06	23.69	26.87	29.141	36.12
15	8.547	14.34	17.32	19.31	22.31	25	28.26	30.578	37.7
16	9.312	15.34	18.42	20.47	23.54	26.3	29.63	32	39.25
17	10.09	16.34	19.51	21.62	24.77	27.59	31	33.409	40.79
18	10.87	17.34	20.6	22.76	25.99	28.87	32.35	34.805	42.31
19	11.65	18.34	21.69	23.9	27.2	30.14	33.69	36.191	43.82
20	12.44	19.34	22.78	25.04	28.41	31.41	35.02	37.566	45.32
21	13.24	20.34	23.86	26.17	29.62	32.67	36.34	38.932	46.8
22	14.04	21.34	24.94	27.3	30.81	33.92	37.66	40.289	48.27
23	14.85	22.34	26.02	28.43	32.01	35.17	38.97	41.638	49.73
24	15.66	23.34	27.1	29.55	33.2	36.42	40.27	42.98	51.18
25	16.47	24.34	28.17	30.68	34.38	37.65	41.57	44.314	52.62
26	17.29	25.34	29.25	31.8	35.56	38.89	42.86	45.642	54.05
27	18.11	26.34	30.32	32.91	36.74	40.11	44.14	46.963	55.48
28	18.94	27.34	31.39	34.03	37.92	41.34	45.42	48.278	56.89
29	19.77	28.34	32.46	35.14	39.09	42.56	46.69	49.588	58.3
30	20.6	29.34	33.53	36.25	40.26	43.77	47.96	150.89	59.7