



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME:

**Protection contre les inondations du centre-ville de
Ain Bouyahia (w.AinDefla)**

Présenté par:

CHERABRAB Mourad

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
SALAH Boualem	professeur	président
BOUZIANE Omar	M.A.A	Examineur
KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C.B	Examineur
MEDDI Hind	professeur	promotrice

Session février 2025

Remerciements

Avant tout, je tiens à exprimer ma gratitude envers le Tout-Puissant pour m'avoir donné la santé, la force, la volonté et le courage nécessaires pour mener à bien cette étude.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers toutes les personnes qui m'ont apporté leur aide dans mon travail, en particulier à ma promotrice, madame MEDDI Hind, pour son encadrement et ses conseils.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui ont apporté leur support moral et intellectuel, tout au long de ma démarche

Dedicace

Je dédie ce mémoire avant tout à mes parents, en reconnaissance pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible, et leurs encouragements constants tout au long de mes études.

Je le dédie également à mon frère et à ma sœur, dont la présence et les encouragements ont été une source inestimable de motivation. À ma famille, ainsi qu'à toutes les personnes chères à mon cœur.

À tous mes amis de l'école, et particulièrement à HADJ ALI Mohammed, je vous souhaite à tous un avenir couronné de succès.

À tous mes chers amis de L'ENST, (Moussa, Hamza, Redouane, Yacine, Wassim, Mouloud Houssein), merci pour les moments partagés. Votre amitié a été une force précieuse dans ce parcours.

À mes chers professeurs, et à toute la famille de l'ENSH, un grand merci à vous.

المخلص :

الفيضانات، وهي ظواهر طبيعية مدمرة، تشهد تصاعداً ملحوظاً في جميع أنحاء العالم، مما يؤدي إلى خسائر فادحة في الأرواح والممتلكات والبنية التحتية. الجزائر، نظراً لظروفها الجغرافية وتأثرها بتغير المناخ، تعد من أكثر البلدان عرضة لهذه الكوارث، حيث تتسبب الفيضانات في أضرار بالغة بالبيئة والاقتصاد والمجتمع. من خلال تطبيق تقنيات النمذجة الرقمية الهيدرولوجية والهيدروليكية، تمكّنّا من رسم خريطة لامتداد الفيضانات المحتملة، مما سمح لنا بتحديد المناطق الأكثر عرضة للخطر. بناءً على هذه النتائج، اقترحنا خطة شاملة لتحسين وادي المدينة، بهدف تقليل المخاطر الناجمة عن الفيضانات وحماية وسط مدينة عين بويحيى.

الكلمات المفتاحية : الفيضانات ، واد الكبور ، نمذجة هيدروليكية ، المناطق المهددة بالفيضانات

RÉSUMÉ :

Les inondations, phénomènes naturels dévastateurs, connaissent une augmentation significative à travers le monde, entraînant des pertes humaines, matérielles et infrastructurelles considérables. L'Algérie, en raison de sa géographie et de sa vulnérabilité au changement climatique, figure parmi les pays les plus exposés à ces catastrophes, les inondations causant des dommages importants à l'environnement, à l'économie et à la société.

En utilisant des outils de modélisation numérique hydrologique et hydraulique, nous avons identifié les zones susceptibles d'être inondées. Sur la base d'une analyse technico-économique, nous avons proposé un aménagement en enrochements pour renforcer la protection du centre ville d'Ain Bouyahia face aux risques d'inondation.

MOTS CLÉS: inondations, Oued El kebour, modélisation hydraulique, les zones inondables.

ABSTRACT :

Floods, devastating natural phenomena, are increasing significantly worldwide, resulting in substantial loss of life, property, and infrastructure. Algeria, due to its geography and vulnerability to climate change, is among the countries most exposed to these disasters. Floods cause significant damage to the environment, economy, and society. By utilizing hydrological and hydraulic numerical modeling tools, we identified areas susceptible to flooding. Based on a techno-economic analysis, we proposed a rockfill structure to enhance the protection of the city center of Ain Bouyahia against flood risks.

Key words: Floodings, El kebour watercourse, hydraulic modeling, flood

Table des matières

Introduction générale :	1
Chapitre I: présentation de la zone d'étude	2
I.1 Introduction :	2
I.2 Situation géographique	2
I.3 Situation topographiques :	3
I.4 Situation géologiques :	3
I.5 Sismicité :	4
I.6 Situation Climatologique :	5
I.6.1 Climat :	5
I.6.2 Température :	5
I.6.3 Pluviométrie :	6
I.6.4 Humidité :	6
I.6.5 Vent :	7
I.7 Hydrographie :	7
I.8 Situation Hydraulique :	7
I.8.1 Approvisionnement en eau potable :	7
I.8.2 L'assainissement :	7
I.9 Conclusion :	8
Chapitre II : Etude hydrologique	9
II.1 Introduction :	9
II.2 Les caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant :	9
II.2.1 Caractéristiques géométrique :	10
II.2.1.a La superficie (S) :	10
II.2.1.b le périmètre (P) :	10
II.2.1.c longueur de thalweg (L) :	10
II.2.2 Caractéristiques de forme :	10
II.2.2.a indice de compacité de Gravelius (Kc) :	10
II.2.2.b Coefficient d'allongement (Ca) :	11
II.2.2.c Rectangle équivalent :	11
II.2.3 La relief :	11
II.2.3.a Courbe hypsométrique :	11
II.2.3.b Les altitudes caractéristiques :	13

II.2.3.c Le réseau d'écoulement -----	15
II.3 Analyse des données pluviométriques : -----	18
II.3.1 Les données disponibles :-----	18
II.3.2 Pluies maximales journalière : -----	18
II.3.2.1 Ajustement statistique : -----	19
II.3.2.2 Test visuel : -----	27
II.3.2.2.a Interprétation des graphiques : -----	27
II.3.2.2.b Test d'adéquation du χ^2 (Pearson) :-----	28
II.3.2.3 Les pluies des courtes durées : -----	28
II.4 Conclusion :-----	31
Chapitre III : Estimation des débits de projet-----	32
III.1 Introduction :-----	32
III.2 Calcul du Débit de Crue : -----	32
III.2.1 L'approche basée sur des Formules Empiriques : -----	32
III.2.2 La Méthode Soil Conservation Service « SCS » :-----	34
III.3 La Modélisations Hydrologique A L'aide Du Logiciel « Hec-Hms » -----	37
III.3.1 La Modélisation Hydrologique du bassin versant : -----	37
III.3.2 Présentation du modèle HEC-HMS : -----	37
III.3.3 Les Résultats De La Simulation : -----	38
III.3.4 Discussion des Résultats :-----	41
III.4 Conclusion :-----	42
Chapitre IV : Etude des écoulements -----	43
IV.1 Introduction : -----	43
IV.2 Etat des lieux d'oued El kebour : -----	43
IV.3. Modélisation de l'écoulement :-----	46
IV.3.1. Aperçu sur le logiciel HEC-RAS : -----	46
IV.3.1.1. Environnement de HEC-RAS :-----	46
IV.3.1.2. Les données géométriques -----	47
IV.3.1.3. Conditions aux limites et de calcul : -----	49
IV.3.1.4. Les étapes de fonctionnement de HEC-RAS : -----	49
IV.3.2 Visualisation des résultats :-----	49
IV.3.3 Identification des zones inondables : -----	53
IV.4 Conclusion : -----	53
Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement -----	53
V.1 Introduction : -----	53

V.2 Ecoulement dans les canaux á ciel ouvert : -----	53
V.2.1 Généralités : -----	53
V.2.3 Régime d'écoulement : -----	54
V.2.4 le type d'écoulement : -----	55
V.2.5 Dimensionnement des canaux-----	55
V.3 Principes d'aménagement : -----	57
V.3.1 Protection indirecte -----	57
V.3.2 Protection directe-----	57
V.4 Propositions de variantes d'aménagement -----	58
V.4.1 Variante 01-----	59
V.4.1.1 Choix des paramètres de dimensionnement : -----	60
V.4.1.2 les paramètres d'écoulement : -----	62
V.4.1.3 Estimation du cout de la variante : -----	64
V.4.2 Variante 02 -----	66
V.4.2.1 Dimensionnement : -----	67
V.4.2.2 les paramètres de l'écoulement : -----	68
V.4.2.3 le calcul de volume d'enrochement : -----	70
V.5 Choix de la variante d'aménagement : -----	75
V.5.1 Critères d'évaluation : -----	75
V.5.2 La variante retenue : -----	75
Chapitre VI : Management de projet-----	78
VI.1 Introduction : -----	78
VI.2 Généralité sur les chantiers : -----	78
VI.2.1 Différent type de chantier : -----	78
VI.2.2 Organisation technique de la préparation des travaux-----	78
VI.2.3 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier-----	79
IV.2.4. Préparation des travaux et mise en place du chantier : -----	79
VI.3 Devis quantitatif et estimatif du projet : -----	80
VI.3.1 Volume de la couche de terre végétale :-----	80
VI.3.2 Volume des déblais et des remblais : -----	81
VI.3.3 Volume d'enrochement pour la protection du cours d'eau : -----	82
VI.4 La planification de projet :-----	84
VI.4.1 Techniques de planification : -----	84
VI.4.1.a. Méthodes basées sur les réseaux : -----	84
VI.4.1.a.i. Réseau à flèches :-----	84

VI.4.1.a.ii. Réseau à nœuds : -----	84
VI.4.1.b Différentes méthodes basées sur le réseau :-----	85
VI.4.1.b.i Méthode C.P.M (chemin critique) :-----	85
VI.4.1.b.ii Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique) -----	85
VI.5 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M : -----	86
VI.6 Les engins utilisés : -----	87
VI.7 Conclusion : -----	89
Conclusion Générale :-----	90
Références Bibliographique : -----	91
Annexe :-----	93

Listes des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: répartition mensuelle de la température d'Ain Bouyahia (2017)	5
Tableau I.2: précipitations moyennes mensuelle (1973-2021).....	6
Tableau I.3: humidité moyenne mensuelle.....	6
Tableau I.4: Répartition mensuelle de vitesse du vent en km/h (2014-2015).	7

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1: les caractéristiques géométrique de notre bassin versant	10
Tableau II.2: les caractéristiques de forme de notre bassin versant	11
Tableau II.3: répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude	12
Tableau II.4: les altitudes caractéristiques du bassin versant.	14
Tableau II.5: Classification d'Orstom du relief à partir de l'indice de pente globale.	14
Tableau II.6: Pente moyenne et densité de drainage du bassin versant	15
Tableau II.7: le temps de concentration pour chaque méthode	17
Tableau II.8: Caractéristiques de la station pluviométrique EL-ABADIA	18
Tableau II.9: Pluies maximales journalières.....	18
Tableau II.10: Paramètres statistiques de la série.....	19
Tableau II.11: Classement de la série pour le calcul des paramètres du test de la médiane ...	20
Tableau II.12: Résultat du test de la médiane.	20
Tableau II.13: les paramètres d'ajustement par loi de Gumbel.	23
Tableau II.14: Calcule les quantiles par loi de Gumbel.....	23
Tableau II.15: les paramètres d'ajustement selon la loi de Galton.	24
Tableau II.16: calculer les quantiles selon la loi de Galton.	25
Tableau II.17: Paramètres d'ajustement selon la loi GEV.	26
Tableau II.18: calcul les quantiles selon loi de GEV.....	27
Tableau II.19: résultat du test du kh2.	28
Tableau II.20: Précipitations et intensités maximales pour la durée t (heures) et la période de retour T (années).	29

Chapitre III : Estimation des débits de projet

Tableau III.1: Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour.	33
Tableau III.2: Précipitations et intensités maximales pour la durée correspondante au temps de concentration et la période de retour T (années).	33
Tableau III.3: Débits des crues pour notre bassin versant.....	33
Tableau III.4: Classification des sols selon NRCS.....	35
Tableau III.5: CN en fonction du type d'occupation du sol.....	35
Tableau III.6: occupation du sol.	36
Tableau III.7: Résultats de la simulation pour une période de retour de 100 ans.	38
Tableau III.8: Résultats de simulation pour la période de retour 50 ans.	38

Tableau III 9: Résultats de simulation pour la période de retour 20 ans.	39
Tableau III.10: Résultats de simulation pour la période de retour 10 ans.	40
Tableau III.11: Résultats de simulation pour la période de retour 5 ans.	40
Tableau III.12: Résultats des débits des deux approches.	41

Chapitre IV : Eude des écoulements

Tableau IV.1: la division des cours d’eaux en tronçons.	44
Tableau IV.2: estimation du coefficient de Manning.	48
Tableau IV.3: résultats de la simulation par logiciel HEC RAS.	94

Chapitre V: Etude des variantes d’aménagement

Tableau V.1: description des tronçons de l’oued.	58
Tableau V.2: Vitesse limite selon le matériau du lit.	60
Tableau V.3: valeurs de coefficient de rugosité n.	60
Tableau V.4: les valeurs de la revanche	62
Tableau V.5: le devis quantitatif et estimatif de la variante canal en béton armé.....	65
Tableau V.6: sections d’enrochements.	73
Tableau V.7: volume d’enrochement.	74
Tableau V.8: le devis quantitatif et estimatif de la variante canal en enrochement.	74

Chapitre VI: Management de projet

Tableau VI 1: Différent types de chantiers avec leurs caractéristiques.	78
Tableau VI 2: Valeurs des coefficients de foisonnement selon la nature des matériaux.	81
Tableau VI 3: Quantitatif et estimatif détaillé.	82
Tableau VI 4: les différentes opérations et le temps de réalisation de chaque une.	86

Listes des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Situation géographique de la commune d'Ain Bouyahia	2
Figure I.2: Carte de zonage sismique du territoire national selon RPA 2008	4

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1: La délimitation du bassin versant.	9
Figure II.2: la courbe Hypsométrique du BV	12
Figure II.3: la droite d'ajustement de la loi de Gumbel	22
Figure II.4: La droite d'ajustement de la loi log normal	24
Figure II.5: La courbe d'ajustement de la loi GEV	26
Figure II.6: comparaison entre les trois lois d'ajustement.	27
Figure II.7: Les précipitations en fonction du temps pour diverses périodes de retour	30
Figure II.8: courbe IDF	30

Chapitre III : Estimation des débits de projet

Figure III.1: Carte de l'occupation du sol du bassin versant.	36
Figure III.2: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 100 ans.	38
Figure III.3: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 50 ans.	39
Figure III.4: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 20 ans.	39
Figure III.5: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 10 ans.	40
Figure III.6: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 5 ans.	41

Chapitre IV : Etude des écoulements

Figure IV.1 : les différents tronçons du cours d'eau.	44
Figure IV.2: l'état du tronçon 2 non aménagé (photo prise en 2024).	45
Figure IV.3: l'état du tronçon 3 non aménagé (photo prise en 2024).	45
Figure IV.4: répartition des sections transversales sur HEC RAS.	48
Figure IV.5: Exemple d'un profil en travers du tronçon 1.	50
Figure IV.6: Exemple d'un profil en travers du tronçon 2.	50
Figure IV.7: Exemple d'un profil en travers du tronçon 3.	51
Figure IV.8: Identification des zones inondables dans la zone d'étude.	53

Chapitre V: Etude des variantes d'aménagement

Figure V.1: schéma des écoulements permanent et non permanents.	53
Figure V.2: schéma des écoulements uniforme et non-uniforme.	54
Figure V.3: Caractéristiques géométriques des canaux.	57
Figure V.4: Caractéristiques géométriques des canaux.	59

Figure V.5: Dimensions du canal du tronçon 1.	61
Figure V.6: Dimensions du canal du tronçon 2.	61
Figure V.7: Dimensions du canal du tronçon 3.	61
Figure V.8: La section 3174 du tronçon 1 Après aménagement.	63
Figure V.9: La section 1289 du tronçon 2 Après aménagement.	63
Figure V.10: La section 1087 du tronçon 3 Après aménagement.	63
Figure V.11: Dimensions du canal en enrochement du tronçon 1.	67
Figure V.12: Dimensions du canal en enrochement du tronçon 2.	67
Figure V.13: Dimensions du canal en enrochement du tronçon 3.	67
Figure V.14: La section 3931 du tronçon 1 Après aménagement.	68
Figure V.15: La section 3931 du tronçon 2 Après aménagement.	68
Figure V.16: La section 948 du tronçon 3 Après aménagement.	69
Figure V.17: Canal en enrochement.	70

Chapitre VI: Management de projet

Figure VI.1: réseau à nœuds.	86
Figure VI.2: Pelle hydraulique.	87
Figure VI.3: Bulldozer.	87
Figure VI.4: Chargeur.	88
Figure VI.5: Compacteur.	88

Introduction générale :

Les inondations représentent l'une des catastrophes naturelles les plus dévastatrices, touchant chaque année le monde entier et provoquant des conséquences extrêmement graves sur l'environnement, la société et l'économie. Elles occupent le premier rang des catastrophes naturelles en termes de pertes humaines, avec environ 20 000 victimes par an (Simona et Cedric, 2007). Il est difficile de prévoir leur fréquence et leur intensité, car les inondations les plus rares tendent à être les plus destructrices.

L'Algérie fait face à un risque majeur de crues et d'inondations, aggravé par le changement climatique, l'urbanisation croissante et la fréquence accrue d'événements météorologiques extrêmes. Ces phénomènes sont particulièrement redoutables lorsqu'ils touchent des zones urbaines, où les enjeux sont bien plus élevés que dans les zones rurales.

Les risques d'inondation sont conditionnés par l'interaction de paramètres géographiques, hydrologiques et météorologiques. Bien que les événements météorologiques exceptionnels soient souvent mis en cause, les aménagements du territoire, tels que l'urbanisation anarchique et la modification des cours d'eau, peuvent exacerber les vulnérabilités. Ces facteurs, combinés à des pratiques de gestion inadéquates, contribuent à augmenter la fréquence et l'intensité des inondations. Face à cette menace croissante, il est urgent de mettre en place des stratégies de prévention et d'adaptation.

Le présent travail a pour objectif de mettre en œuvre des aménagements adaptés face aux risques d'inondation récurrents au centre ville de Ain Bouyahia. Ces aménagements visent à augmenter la capacité d'écoulement des cours d'eau afin de réduire les risques de débordement et de protéger les zones habitées et les infrastructures situées sur les berges.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I: présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant d'entamer toute étude hydraulique, il est absolument nécessaire d'avoir une connaissance des données essentielles de la zone menacée afin de la protéger contre les inondations.

I.2 Situation géographique : La commune d'Ain Bouyahia est l'une des trois communes rattachées administrativement à la daïra d'El Abadia, elle se situe à l'ouest de la wilaya de Ain defla , et qui s'étend sur une superficie de 137 km², à travers laquelle est répartie une population de 16213 habitants avec une densité de 118.3 hab/km² (selon le RGPH 2008) .

Elle est limitée par :

- Au nord : les communes de Beni Mileuk et Messelmoun (wilaya de Tipaza).
- Au sud : les communes de Rouina et EL Attaf.
- A l'est : la commune d'EL Amra.
- A l'ouest : les communes de Tachta et El Abadia.

La situation géographique de la commune et les localités voisines sont représentées dans la figure (I.1) ci-dessous :

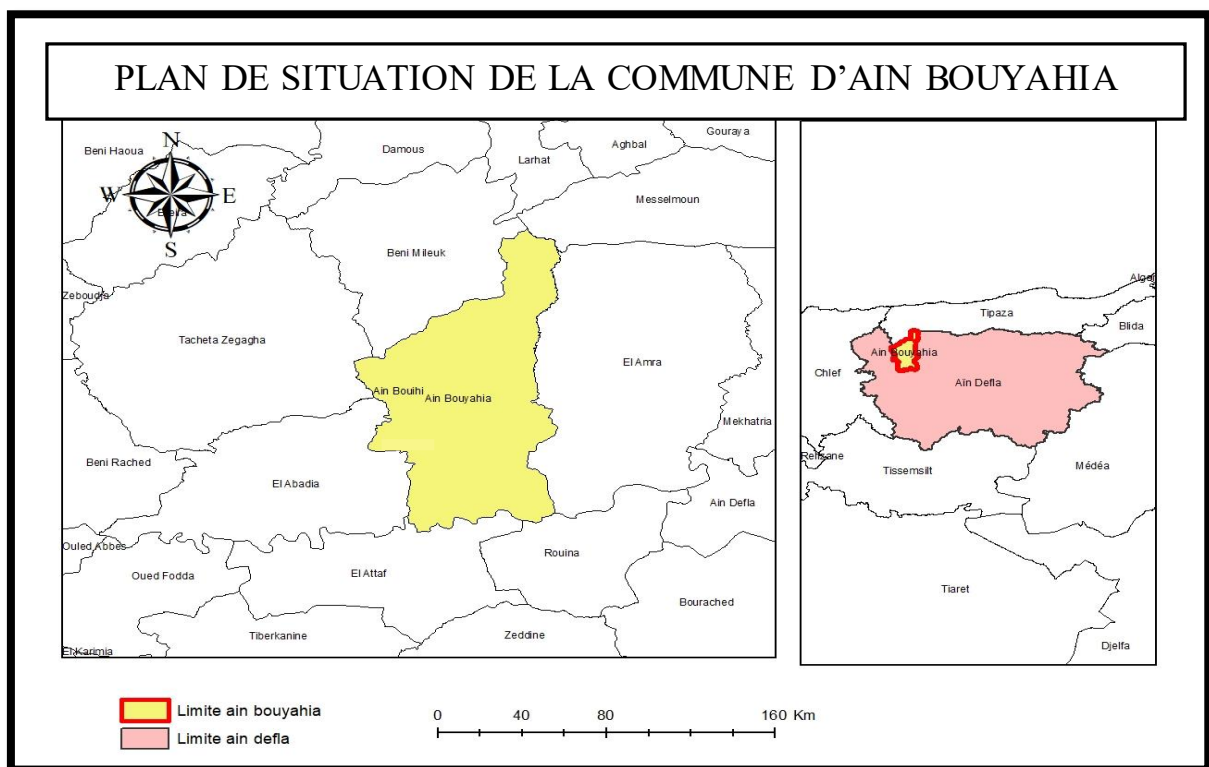


Figure I.1:Situation géographique de la commune d'Ain Bouyahia

Source (DIVA-GIS : <https://www.diva-gis.org/>, 2024)

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Le centre ville d'Ain bouyahia correspond à l'agglomération du Chef-lieu, située au sud de la commune, à une altitude d'environ 350 mètres. Elle est accessible via le chemin de wilaya CW 3, qui assure la liaison entre les communes El Amra et El Abadia.

À l'est et à l'ouest du centre, s'étendent de vastes surfaces agricoles, reconnues pour la diversité de leurs productions. Ces terres fertiles sont exploitées pour la culture de plusieurs produits agricoles, notamment (la pomme de terre, l'oignon et la tomate, le Blé , haricot ,la salade.....) contribuant ainsi de manière significative à l'économie locale.

I.3 Situation topographiques :

Le centre ville d'Aïn Bouyahia se distingue par un relief varié et accidenté, particulièrement marqué par la présence de collines dans sa zone nord, lui conférant un caractère à la fois vallonné et semi-montagneux. En se dirigeant vers le sud, le terrain est beaucoup plus plat et les altitudes diminuent progressivement se situant entre 250 et 300 mètres. Une pente moyenne du bassin versant estimé à 0.126 m/m avec une intensité de drainage élevée de 1.31 (km/km²).

I.4 Situation géologiques :

Selon les études géologiques et géotechniques réalisées par le Laboratoire Central d'Ingénierie de Chlef (L.C.T.P), la commune d'Ain Bouyahia est principalement caractérisée par deux formations géologiques principales, dont :

- Les anciennes alluvions holocènes se présentent sous forme de dépôts limono-sablo-argileux d'une épaisseur variant entre 5 et 10 mètres, de couleur gris-brun, stratifiés en massifs, avec quelques zones de sable fin et graveleux dispersées. La partie inférieure de ces dépôts tend à devenir plus sableuse sur une profondeur de 5 à 8 mètres, formant ainsi une vaste terrasse surplombant le lit actuel d'Oued Chlef de 7 à 10 mètres.
- La Formation d'Argile Helvétique est principalement constituée de limon argileux, parfois enrichi de petites quantités de sable brun-gris. Il est généralement de plasticité moyenne à élever et sa consistance varie de moyenne à dure, avec des affleurements de calcaire plus ou moins dense par endroits

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.5 Sismicité :

Le système sismique appliqué est celui du R.P.A (Systèmes Sismiques Algériens), modifié après le séisme du 21 mai 2003, développé par le CGS (Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique).

Le pays est divisé en cinq régions selon l'activité sismique.

- Zone 0 : activité sismique très faible (négligeable).
- Zone I : Faible sismicité.
- Zone II.a : Activité sismique moyenne.
- Zone II.b : Forte activité sismique.
- Zone III : activité sismique très élevée.

Par conséquent, la commune d'Ain bouyahia présente une activité sismique forte et est classée en Zone II.b, conformément à la réglementation sismique algérienne (R.P.A. 2008).

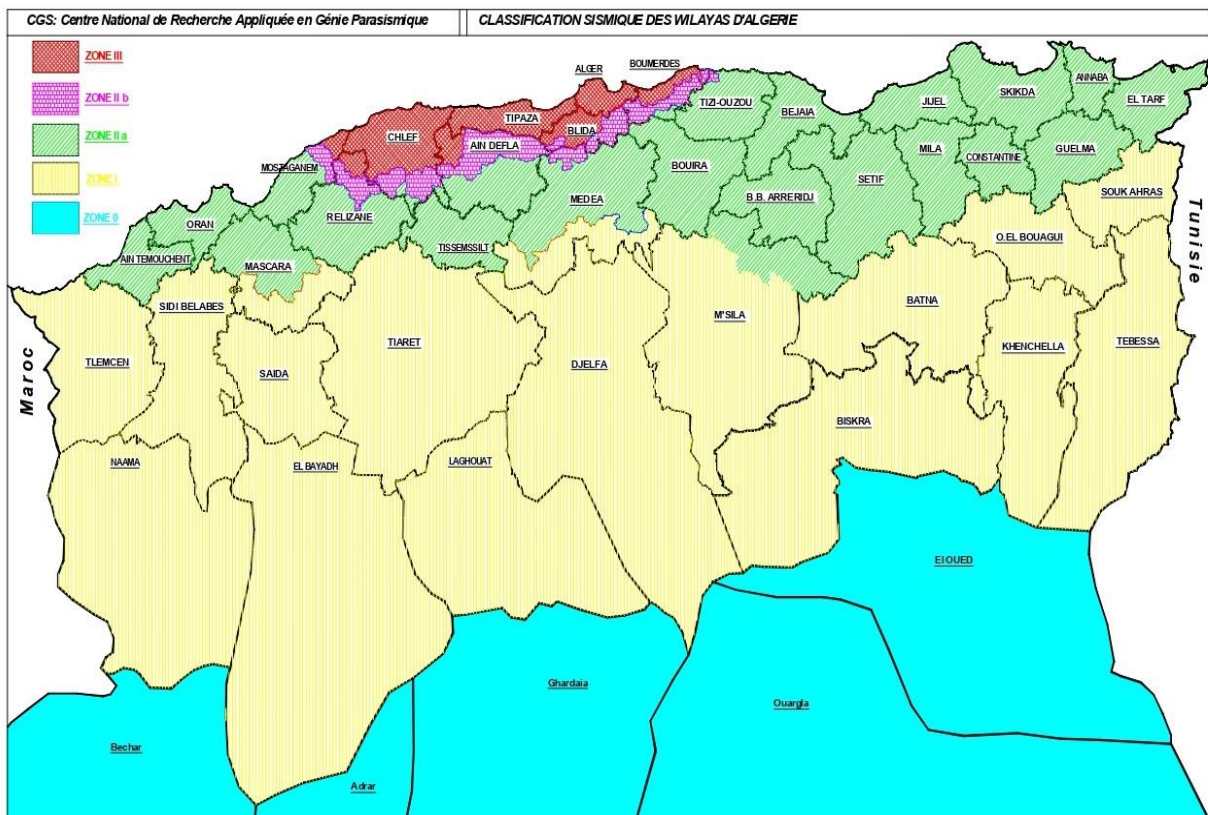


Figure I.2: Carte de zonage sismique du territoire national selon RPA 2008

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.6 Situation Climatologique :

I.6.1 Climat :

Selon sa situation géographique, la commune d'Ain Bouyahia est caractérisée par un climat de type méditerranéen semi aride, avec un caractère de continentalité très marqué. Le climat est principalement marqué par une alternance entre une saison chaude et sèche, qui s'étend d'avril à septembre, suivie d'une saison froide d'octobre à mars.

I.6.2 Température :

La température est l'un des facteurs qui doivent être pris en compte et déterminés dans l'établissement de l'équilibre hydrologique, parce qu'il permet effectivement décrire les caractéristiques du système climatique de la région.

Les différentes températures de la zone concernée sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau1.1: répartition mensuelle de la température d'Ain Bouyahia (2017)

Mois	jan	Fev	Mars	Avril	Mai	juin	juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Tmoy(°C)	9.4	10.6	13	15.6	19.4	24.6	28.7	29	25.3	19.5	14.1	10.1
Tmin (°C)	6.1	7.3	9.5	12.8	15.5	20.5	24.2	24.8	21.5	15.7	10.6	7
Tmax (°C)	12.7	13.9	16.6	18.4	23.4	28.7	41	41	29	23.4	17.6	13.2

Source : ANRH,2024

Avec :

Tmin : température minimale.

Tmax : température maximale.

Tmoy : température moyenne.

- La période fraîche dure de novembre à avril, avec les mois les plus froids étant janvier et février, où la température moyenne mensuelle est de 13°C.
- La saison chaude s'étend de mai à octobre, avec les mois les plus chauds étant juillet et août, où la température moyenne mensuelle dépasse les 33°C.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.6.3 Pluviométrie :

Selon les données de l'Observatoire du secteur EL Abadia, les régimes pluviométriques doublement irrégulières d'une année à l'autre, les précipitations les plus fortes surviennent sur quatre mois (novembre décembre, janvier et février).

Les précipitations mensuelles moyennes sur la période d'observation de 40 ans (1973-2021) sont présentées dans le tableau I.2.

Tableau I.2: précipitations moyennes mensuelle (1973-2021)

Mois	jan	Fév	Mars	Avril	Mai	juin	juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P (mm)	80.01	63.45	48.00	35.00	38.00	10.00	1.00	1.00	23.00	46.88	64.27	72.71	483.3
p %	16.55	13.13	9.93	7.24	7.86	2.07	0.21	0.21	4.76	9.70	13.30	15.04	100.00

Source : ANRH Blida,2024

La répartition mensuelle des précipitations divise l'année en deux périodes distinctes :

- De juin à septembre, la période est courte et sèche. Juillet et Aout ont les précipitations les plus faibles avec 1 mm.
- La période humide est plus ou moins longue d'octobre à mai. La valeur de précipitations maximale est en mois de janvier avec 80.01mm.

I.6.4 Humidité :

L'humidité moyenne mensuelle est de 36 %. Le taux d'humidité le plus élevé se produit en décembre (39.6 %) . les mois d'été ont tendance à être secs ce qui indique une faible humidité. On constate que Il n'y a pas de changement significatif de l'humidité relative tout au long de l'année.

Tableau I.3: humidité moyenne mensuelle.

Mois	sep	oct	Nov	Déc	jan	Fév	mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Ao
Humidité moyenne (%)	32.9	37.5	33.8	39.6	36.4	38.5	36.1	36.5	36.1	35.2	37.6	37.1

Source : ANRH Blida,2024

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.6.5 Vent :

Le tableau suivant montre la répartition mensuelle de vitesse du vent

Tableau I.4: Répartition mensuelle de vitesse du vent en km/h (2014-2015).

Mois	sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Vent (Km/h)	4,41	3,32	4,42	3,74	3,73	6,18	3,62	4,13	4,21	4,79	4,35	4,68

Source : ANRH Blida, 2024

D'après ce tableau, on remarque que les vitesses moyennes mensuelles sont de 4 km/h environ, elles sont plus ou moins stables.

I.7 Hydrographie :

L'ensemble des cours d'eau, qu'ils soient naturels ou creusés par l'homme, constitue le réseau hydrographique. Ce réseau assure l'écoulement des eaux sur une zone donnée. Située dans une région vallonnée, Ain Bouyahia est traversée par de nombreux oueds et chaâbas, cours d'eau souvent temporaires, qui s'écoulent du nord vers le sud. Ces cours d'eau présentent des caractéristiques variées en termes de longueur et de pente. Le centre ville d'Ain Bouyahia est marqué par la présence d'oued el kebour qui traverse la ville. Ce dernier est un affluent secondaire vers oued Chlef.

I.8 Situation Hydraulique :

I.8.1 Approvisionnement en eau potable :

La ville d'Ain bouyahia est dotée par un réseau d'alimentation en eau potable mixte. Le taux de raccordement au réseau de distribution d'eau potable dépasse 90%.

L'approvisionnement en eau potable de La ville d'Ain bouyahia est assuré à partir de deux châteaux d'eau avec une capacité de 100 m³ reliés au réseau de distribution. Pour la dotation elle est estimée à 150 l/j/h.

La commune d'Ain bouyahia Dispose de 11 réservoirs pour stocker l'eau potable avec une capacité de 2950 m³.

I.8.2 L'assainissement :

La ville d'Ain Bouyahia possède un réseau d'assainissement de type unitaire, les collecteurs d'évacuation ont un diamètre entre 600 mm et 1200 mm, ce réseau nécessite une réhabilitation à cause de son mauvais état.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Actuellement, les eaux usées de la ville sont déversées directement dans l'environnement naturel sans subir de traitement préalable. Cependant, afin de prévenir les risques sanitaires et de préserver l'environnement, il est nécessaire d'installer une station d'épuration dans la ville. Ces eaux usées polluées peuvent avoir des conséquences néfastes sur la santé publique et entraîner une détérioration de l'écosystème naturel. Il est donc essentiel de mettre en place cette station d'épuration pour traiter efficacement les eaux usées avant leur rejet dans l'environnement.

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à une caractérisation détaillée de notre aire d'étude en termes de géographie, de topographie, de géologie, de climatologie et d'hydraulique. Ces éléments fondamentaux constitueront le point de départ de notre étude.

Chapitre II

Etude Hydrologique

Chapitre II : Etude hydrologique

II.1 Introduction :

La vulnérabilité des populations et des biens face aux inondations souligne l'importance d'une évaluation rigoureuse des crues dans la conception et la réalisation des ouvrages hydrauliques. En effet, une telle évaluation permet de dimensionner les structures de manière adéquate, d'anticiper les risques et d'optimiser l'exploitation de ces ouvrages.

L'hydrologie est la clé de voûte de toute étude visant à prévenir les risques liés aux crues et à dimensionner les ouvrages de manière adéquate. Nous allons donc réaliser une étude hydrologique complète de notre zone d'étude, avec pour objectif principal de déterminer les débits de crue maximums.

II.2 Les caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant :

Les caractéristiques Hydromorphométriques, telles que la pente, la forme, la nature du sol ou encore la végétation, jouent un rôle déterminant dans la réponse d'un bassin versant aux précipitations. Ces caractéristiques expliquent pourquoi des bassins voisins peuvent avoir des comportements hydrologiques distincts, même dans un contexte climatique et géologique similaire.

La délimitation de notre bassin versant est représentée dans la figure (II.1) ci-dessous :

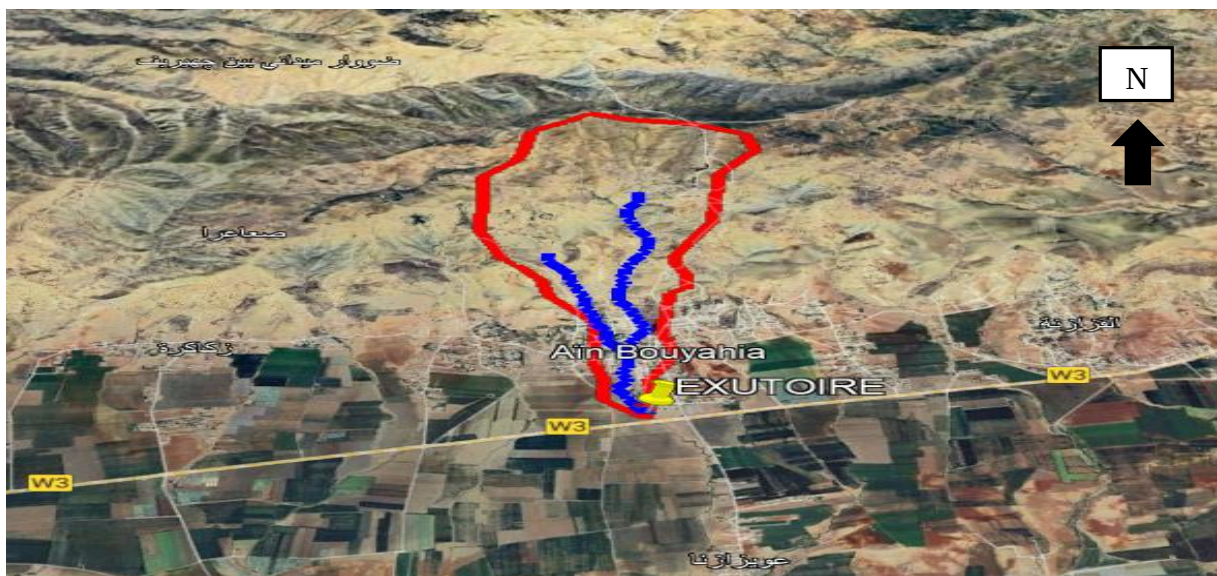


Figure II.1: La délimitation du bassin versant.

source (ArcGIS word imagery, 2024)

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.2.1 Caractéristiques géométrique :

II.2.1.a La superficie (S) :

La superficie d'un bassin versant constitue la première et la plus essentielle caractéristique. Elle est mesurée par le logiciel ArcGis. Généralement la superficie d'un bassin est exprimée en « km² ».

II.2.1.b le périmètre (P) :

Le périmètre correspond à la longueur de la ligne de partage des eaux qui délimite le bassin. Il a été déterminé par le logiciel ArcGis exprimé en « km ».

II.2.1.c longueur de thalweg (L) :

Il s'agit de la longueur du cours d'eau principal du bassin versant, de la source jusqu'à son arrivée à l'exutoire.

Les caractéristiques géométriques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau II.1: les caractéristiques géométrique de notre bassin versant

Valeurs	superficie (km ²)	périmètre (km)	longueur de thalweg (km)
Bassin versant	2.982	8.6	2.733

II.2.2 Caractéristiques de forme :

II.2.2.a indice de compacité de Gravelius (Kc) :

Cet indice également appelé indice de forme, il caractérise la forme du bassin versant et est obtenu par la formule suivante :

$$Kc = \frac{P}{2\pi \cdot \sqrt{\frac{S}{\pi}}} \approx 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{.....(II.1)}$$

Avec :

- Kc : indice de compacité de Gravelius ;
- P : le périmètre du bassin versant (km) ;
- S : la surface du bassin versant (km²);

Chapitre II : Etude Hydrologique

- Si $K_c = 1$, le bassin versant est considéré comme ramassé.
- Si $K_c > 1$, le bassin versant est de forme allongé.

II.2.2.b Coefficient d'allongement (Ca) :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad \dots\dots(II.2)$$

Avec :

- L : la longueur du thalweg (km) ;
- S : la superficie du bassin versant (km^2) ;

II.2.2.c Rectangle équivalent :

Il représente une transformation géométrique du bassin versant en une forme rectangulaire caractérisée par des dimensions L et l . Cette transformation facilite la comparaison des bassins entre eux en termes de débit.

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \quad \dots\dots(II.3)$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \quad \dots\dots(II.4)$$

Avec :

- L : Longueur du rectangle (Km) ;
- l : Largeur du rectangle (Km) ;
- K_c : Indice de compacité de Gravelius ;
- S : la surface du BV (Km^2).

Le tableau suivant montre les caractéristiques de forme de notre bassin versant

Tableau II.2: les caractéristiques de forme de notre bassin versant

Valeurs	K_c	Ca	L (km)	l (km)	Observation
BV	1.41	2.5	3.45	0.863	Allongé

II.2.3 La relief :

II.2.3.a Courbe hypsométrique :

Il s'agit d'une représentation graphique du pourcentage de surface du bassin versant au-delà d'une certaine altitude. L'altitude est indiquée en ordonnée en (m) et la surface cumulée en (%) en abscisse.

Chapitre II : Etude Hydrologique

Le tableau suivant représente la répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude.

Tableau II.3: répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude

Altitude (m)	Superficies partielles		Superficies cumulées		Altitude moyenne (m)
	km ²	%	km ²	%	
255-280	0.100	3.35	0.100	3.35	267.5
280-305	0.168	5.63	0.268	8.99	292.5
305-330	0.138	4.63	0.406	13.62	317.5
330-355	0.187	6.27	0.593	19.89	342.5
355-380	0.186	6.24	0.779	26.12	367.5
380-405	0.252	8.45	1.031	34.57	392.5
405-430	0.264	8.85	1.295	43.43	417.5
430-455	0.185	6.20	1.480	49.63	442.5
455-480	0.139	4.66	1.619	54.29	467.5
480-505	0.133	4.46	1.752	58.75	492.5
505-530	0.149	5.00	1.901	63.75	517.5
530-555	0.189	6.34	2.090	70.09	542.5
555-580	0.210	7.04	2.300	77.13	567.5
580-605	0.278	9.32	2.578	86.45	592.5
605-630	0.263	8.82	2.841	95.27	617.5
630-676	0.141	4.73	2.982	100.00	653
Totale	2.982	100.00			

A partir de ce tableau, on trace la courbe hypsométrique du bassin versant

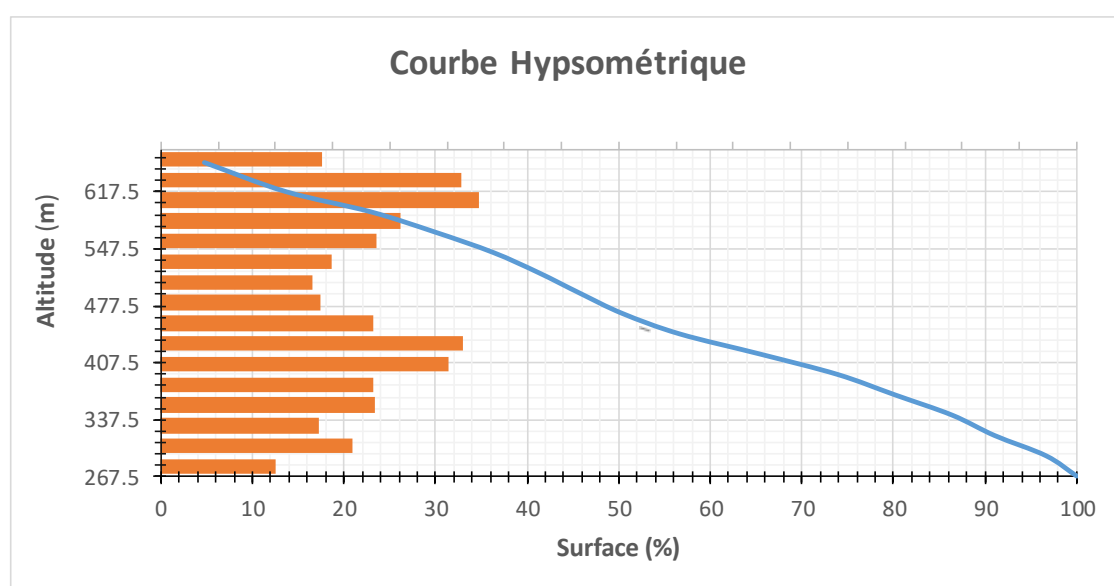


Figure II.2: la courbe Hypsométrique du BV

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.2.3.b Les altitudes caractéristiques :

- **L'altitude maximale et minimale (Hmax et Hmin)**

Les cartes topographiques nous ont fourni les altitudes. Le point le plus haut est l'altitude maximale et le plus bas, l'altitude minimale (souvent à l'exutoire).

- **L'altitude moyenne (Hmoy)**

L'altitude moyenne, obtenue par le calcul de la moyenne arithmétique des altitudes sur l'ensemble du bassin versant, constitue une première approximation de l'élévation moyenne du terrain. Bien qu'elle soit couramment utilisée en hydrologie, il est important de souligner que cette valeur ne reflète pas la complexité du relief et peut donc limiter la précision des modèles hydrologiques. Néanmoins, elle reste un paramètre utile pour des analyses préliminaires.

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \quad \dots\dots(\text{II.5})$$

Avec :

- ❖ H_{moy} : altitude moyenne de bassin versant (m) ;
- ❖ S_i : la surface comprise entre deux courbes de niveau (Km^2)
- ❖ H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux (m) ;
- ❖ S : superficie totale du bassin versant (Km^2).

- **L'altitude médiane (H50%) :**

L'altitude médiane, déterminée à partir de la courbe hypsométrique, indique l'altitude en dessous de laquelle se trouve 50% de la surface du bassin. Pour les bassins versants présentant une répartition altimétrique régulière, cette valeur se rapproche de la valeur moyenne des altitudes.

- **La dénivelée simple (D) :**

La dénivelée se calcule à partir de la différence entre les altitudes correspondant à 5% et 95% de la surface totale du bassin sur la courbe hypsométrique.

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} \quad \dots\dots(\text{II.6})$$

Chapitre II : Etude Hydrologique

Les résultats des altitudes caractéristiques du bassin versant sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.4: les altitudes caractéristiques du bassin versant.

Valeurs	Hmax (m)	Hmin (m)	Hmoy (m)	H50% (m)	H95% (m)	H5% (m)	D (m)
BV	676	255	466.66	468	301	650	349

▪ L'indice de pente globale (Ig) :

L'indice de pente globale (Ig) est défini comme le rapport entre la dénivelée simple du bassin (la distance entre l'altitude correspondant à 5 % et celle correspondant à 95 % de la superficie) et la longueur du rectangle équivalent (Touibia , 2004).

Il est donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{Lrec} = \frac{H5\% - H95\%}{Lrec} \quad \text{.....(II.7)}$$

Avec :

- D : Dénivelée entre H5% et H95% (m)
- Lrec : longueur du rectangle équivalent (Km)
- H5% et H95% : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S5% et S95% (m)

A.N : Ig = 0,10

Tableau II.5: Classification d'Orstom du relief à partir de l'indice de pente globale.

Relief très fort	$0.1 < Ig$
Relief fort	$0.05 < Ig < 0.1$
Relief assez fort	$0.02 < Ig < 0.05$
Relief modéré	$0.01 < Ig < 0.02$
Relief assez faible	$0.005 < Ig < 0.01$
Relief faible	$0.002 < Ig < 0.005$
Relief très faible	$Ig < 0.002$

Source : ORSTOM

Donc pour notre bassin versant Nous avons un relief fort.

Chapitre II : Etude Hydrologique

▪ Pente moyenne des bassins versants (Im) :

La formule suivante permet de déterminer la pente moyenne du bassin, un paramètre topographique essentiel.

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad \dots\dots(\text{II.8})$$

Avec :

ΔH : Dénivelée H 5% – H95% ;

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,...n (km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

AN $I_m = 0,209$.

II.2.3.c Le réseau d'écoulement

▪ La pente moyenne du cours d'eau principale (I) :

La pente de cours d'eau principale est déterminée par l'expression II.9 .Elle correspond à la différence de dénivelé entre deux points suffisamment éloignés, divisée par la longueur du cours d'eau entre ces deux points.

$$I = \frac{\Delta H}{L} = 0,126 \text{ m/m} \quad \dots\dots(\text{II.9})$$

Avec :

I : pente moyenne du cours d'eau [m/m].

ΔH : dénivelé entre deux points suffisamment éloignés [m].

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

▪ La densité de drainage (Dd) :

La densité de drainage pour un bassin de superficie « S » est définie comme la longueur moyenne du réseau par kilomètre carré. Elle indique la dynamique du bassin, la stabilité du réseau hydrographique et le type de ruissellement de surface.

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

Le tableau ci-dessous présente un résumé des résultats de la pente moyenne du cours d'eau principale et de la densité de drainage :

Tableau II.6: Pente moyenne et densité de drainage du bassin versant

Valeurs	I (m/m)	Dd (km/km ²)
BV	0.126	1.31

Chapitre II : Etude Hydrologique

▪ Le temps de concentration (Tc):

Le temps de concentration, défini comme la durée nécessaire à une particule d'eau pour parcourir le bassin versant, est généralement estimé à l'aide de formules empiriques. Ces formules, bien qu'utiles pour une première évaluation, présentent des limites liées à leur domaine de validité, souvent restreint à des petits bassins versants.

➤ Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4 \times S^{0.5} + 1.5 \times L}{0.8 \times \sqrt{H_{max} - H_{min}}} \quad \dots\dots(\text{II.11})$$

Avec :

- ✓ Tc : Temps de concentration en (h).
- ✓ S : Surface du bassin versant (km²).
- ✓ L : La longueur du cours d'eau principal (km).
- ✓ H_{moy}: l'altitude moyenne du bassin versant(m).
- ✓ H_{min}: l'altitude minimale du bassin versant(m).

➤ Formule californienne :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} = 0.0663 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad \dots\dots(\text{II.12})$$

Avec :

- ✓ Tc : Temps de concentration en (h) ;
- ✓ L : Longueur du cours d'eau principale en (km) ;
- ✓ I : La pente moyenne de l'oued en (m/m) ;

➤ Formule de Ventura :

$$T_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{I}} \quad \dots\dots(\text{II.13})$$

Avec :

- ✓ S : La surface du bassin versant (Km²) ;
- ✓ I : Pente moyenne du talweg principal en (m/m);
- ✓ Tc : temps de concentration en (h) ;

Chapitre II : Etude Hydrologique

➤ Formule de PASSINI :

$$T_c = 0.108 \cdot \frac{(S.L)^{\frac{1}{3}}}{I^{0.5}} \quad \dots\dots(\text{II.14})$$

Avec :

- ✓ **T_c**: le temps de concentration en (h) ;
- ✓ **S** : Surface du bassin versant en (km²) ;
- ✓ **L** : longueur du talweg principal en (km) ;
- ✓ **I**: pente moyenne du cours d'eau en (m/m);

les résultats de temps de concentration pour différentes méthodes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7: le temps de concentration pour chaque méthode

Formule	Le temps de concentration (h)	Le temps de concentration (min)
Giandotti	0.67	40.2
californienne	0.32	19.2
Ventura	0.618	37.11
PASSINI	0.61	36.6

Comme la surface du bassin versant dépasse 0,453 km², l'utilisation de la formule californienne n'est pas possible, car elle est valable uniquement pour les petits bassins versants de superficie inférieure à cette valeur. La formule de Giadontti est adaptée aux grands bassins versants. Donc, pour obtenir un résultat précis, il est préférable d'utiliser la formule de Passini, qui a été développée pour les bassins versants de superficie inférieure à 20 km².

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.3 Analyse des données pluviométriques :

II.3.1 Les données disponibles :

Nous avons utilisé une station de mesure située à proximité de notre zone d'étude. Les calculs que nous avons effectués ont été basés sur la station pluviométrique «EL-ABADIA », dont les caractéristiques sont présentées ci-dessous :

Tableau II.8: Caractéristiques de la station pluviométrique EL-ABADIA .

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
EL-ABADIA	12001	X (km)	407.85	1973-2021 (49ans)
		Y (km)	327.3	
		Z (m)	162	

Source : ANRH Blida

II.3.2 Pluies maximales journalière :

L'objectif de cette étude est de déterminer l'intensité de la pluie pour une durée et une période de retour donnée en ajustant la série de pluies journalières maximales.

La répartition des pluies maximales journalières de 1973 à 2021 est représentée dans le tableau suivant.

Tableau II.9: Pluies maximales journalières.

Année	P _{jmax} (mm)	Année	P _{jmax} (mm)	Année	P _{jmax} (mm)
1973	28.9	1990	17.5	2007	48.5
1974	29.2	1991	28.1	2008	28
1975	49.8	1992	21.2	2009	35.5
1976	53.8	1993	27.4	2010	42.2
1977	22.8	1994	28.7	2011	34.5
1978	37.1	1995	92	2012	32.3
1979	31.3	1996	42	2013	21.5
1980	37.3	1997	33.2	2014	32.5
1981	33.5	1998	38.5	2015	39.7
1982	25.8	1999	24	2016	34.3
1983	24.3	2000	40.6	2017	59.9
1984	25.5	2001	31	2018	26.4
1985	47.8	2002	23.3	2019	22.2
1986	35.4	2003	29.9	2020	19.1
1987	20.7	2004	24.9	2021	55.9
1988	34	2005	21		
1989	39.8	2006	23		

Source : ANRH, Blida

Chapitre II : Etude Hydrologique

Le tableau ci-dessous, montre les caractéristiques de la série pluviométrique données par le logiciel Hyfran.

Tableau II.10: Paramètres statistiques de la série.

Nombre d'observation	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Ecart type
49	92	17.5	33.8	31.3	13.1

II.3.2.1 Ajustement statistique :

Il existe de nombreuses lois d'ajustement, mais elles ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéité sont respectées. Le choix d'une loi repose d'abord sur un ajustement graphique, suivi d'un test de dispersion.

Vérification de l'homogénéité de la série :

On doit s'assurer que notre série est homogène . Pour cela, on fait appel au test de la médiane (Test de Mood), dont les étapes à suivre sont :

- Classer les valeurs de la série de manière croissante.
- Trouver la valeur M de la médiane (où 50% des X_i sont inférieurs à M et 50% des X_i supérieurs à M). Il existe deux cas possibles :
 - Si le nombre N (d'années) est impair, la médiane prend la valeur $((N+1)/2)$
 - Si le nombre N (d'années) est pair, la médiane prend la valeur moyenne entre $(N/2)$ et $((N/2)+1)$.
- on attribue un signe (+) à chaque valeur X_i supérieure à M et un signe (-) à chaque valeur X_i inférieure à M pour la série non triée.
- Calculons les quantités N_s et T_s avec :

N_s : nombre total de séries de + ou de - dans la série initiale ;

T_s : taille de la plus grande série de + ou de - au-dessus de la médiane dans la série initiale non triée.

pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N+1} \right) \quad \dots\dots(\text{II.15})$$

$$T_s < 3,3(\log N + 1) \quad \dots\dots(\text{II.16})$$

Avec : $\alpha = 5\%$ $u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$ (variable de Gauss, lu sur la table de Gauss pour un seuil de signification $1-\alpha=95\%$).

Chapitre II : Etude Hydrologique

Le nombre d'années pour notre série est impaire, la médiane $M = \frac{N+1}{2} = 25$

Tableau II.11: Classement de la série pour le calcul des paramètres du test de la médiane

Rang	Série des Pjmax classée par ordre croissant (mm)	Série des Pjmax non classé (mm)	Rang	Pjmax classée par ordre croissant (mm)	Pjmax non classé (mm)
1	17.5	28.9 +	26	32.3	38.5+
2	19.1	29.2 +	27	32.5	24-
3	20.7	49.8+	28	33.2	40.6+
4	21	53.8+	29	33.5	31+
5	21.2	22.8-	30	34	23.3-
6	21.5	37.1+	31	34.3	29.9+
7	22.2	31.3+	32	34.5	24.9-
8	22.8	37.3+	33	35.4	21-
9	23	33.5+	34	35.5	23-
10	23.3	25.8+	35	37.1	48.5+
11	24	24.3-	36	37.3	28+
12	24.3	25.5+	37	38.5	35.5+
13	24.9	47.8+	38	39.7	42.2+
14	25.5	35.4+	39	39.8	34.5+
15	25.8	20.7-	40	40.6	32.3+
16	26.4	34+	41	42	21.5-
17	27.4	39.8+	42	42.2	32.5+
18	28	17.5-	43	47.8	39.7+
19	28.1	28.1+	44	48.5	34.3+
20	28.7	21.2-	45	49.8	59.9+
21	28.9	27.4+	46	53.8	26.4+
22	29.2	28.7+	47	55.9	22.2-
23	29.9	92+	48	59.9	19.1-
24	31	42+	49	92	55.9+
25	31.3	33.2+	/	/	/

Le résultat du test du médian est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12: Résultat du test de la médiane.

paramètre	Valeur	comparaison
NS	36	36>18.07 donc condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1,96 \cdot \sqrt{N + 1})$	18.07	
Ts	5	5<8.87 donc condition n°2 vérifiée
$3,3(\log N + 1)$	8.87	

Chapitre II : Etude Hydrologique

- Les conditions du test de la médiane sont vérifiées, donc l'homogénéité est vérifiée.

En utilisant le logiciel Hyfran, les trois lois suivantes seront utilisées pour ajuster la série des pluies maximales journalières pour notre étude :

- ❖ Loi de Gumbel (doublement exponentielle).
- ❖ Loi de Galton (log normale)
- ❖ Loi de GEV (loi des extrêmes généralisée)

Ajustement à la loi de Gumbel :

La loi de Gumbel également connue sous le nom de la loi doublement exponentielle, est conçue pour analyser la distribution des valeurs extrêmes (telles que les valeurs annuelles maximales ou minimales). Cette loi de probabilité est largement utilisée dans divers domaines, notamment dans la prévision des crues des rivières.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = \exp(-\exp(-\frac{(x-x_0)}{\alpha})) \quad \dots\dots(\text{II.17})$$

On fait un changement de variable :

$$Y = \frac{(x-x_0)}{\alpha} \quad \dots\dots(\text{II.18})$$

Avec :

- Y : la variable réduite de Gumbel ;
- x : Coefficients d'ajustement ;
- x_0 : Paramètre de position (mode) ;
- α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

Par conséquent, la formule suivante représente l'équation de la droite de Gumbel sur le papier de Gumbel :

$$X = Ya + X_0 \quad \dots\dots(\text{II.19})$$

Avant d'entamer l'ajustement, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Classement des valeurs de manière croissante En leur attribuant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en appliquant la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{M-0.5}{N} \quad \dots\dots(\text{II.20})$$

Avec :

M : Numéro d'ordre.

N : taille de la série.

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série

Chapitre II : Etude Hydrologique

- Pour chaque valeur observée. Nous calculons la variable de GUMBEL :

$$Y_i = -(\ln(-\ln F(x_i))) \dots\dots (II.21)$$

- Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel.
- Représenter graphiquement les valeurs de X et Y sur le papier Gumbel.
- calculer les paramètres d'ajustement de loi de Gumbel α et X_0 .

Avec :

- x_0 : est l'ordonnée à l'origine ;
- $\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite.

La figure suivante représente les résultats d'ajustement effectué par le logiciel Hyfran selon la loi de Gumbel :

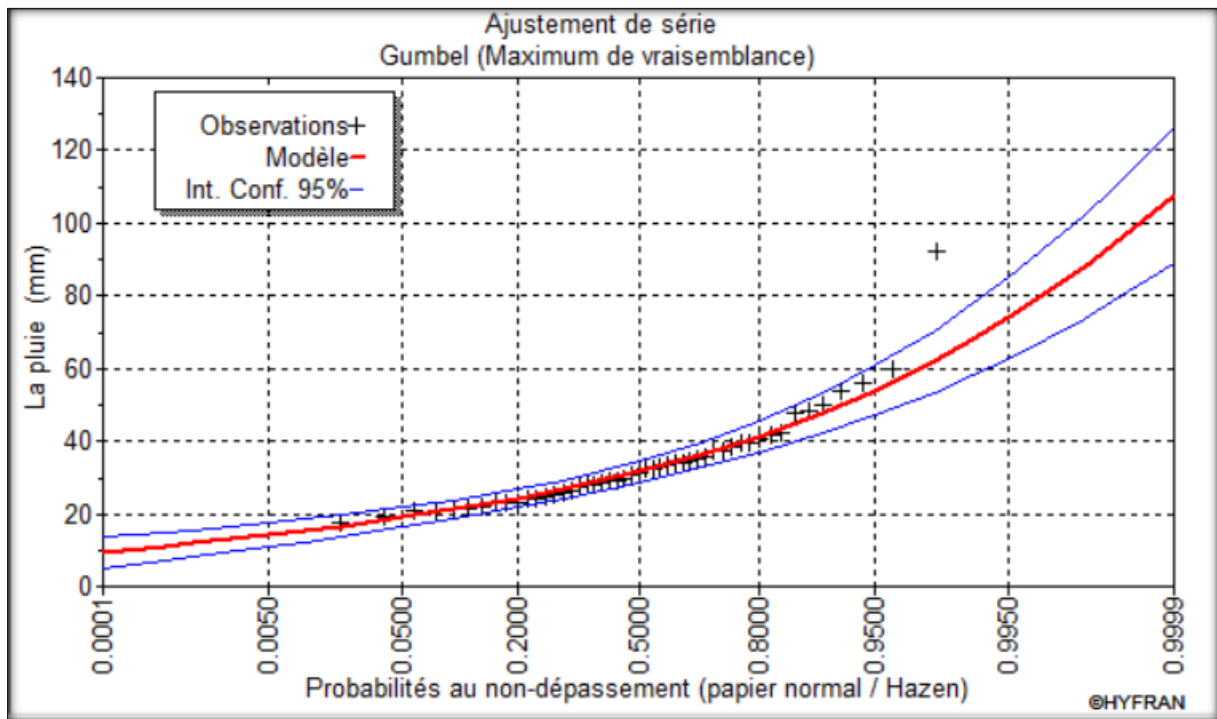


Figure II.3: la droite d'ajustement de la loi de Gumbel

Chapitre II : Etude Hydrologique

Le tableau suivant représente les paramètres d'ajustements par la loi de Gumbel d'après le tracé du graphe Gumbel :

Tableau II.13: les paramètres d'ajustement par loi de Gumbel.

Gumbel (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations	49
U	28.4458
α	8.58619

Calcul des quantiles :

Tableau II.14: Calcule les quantiles par loi de Gumbel.

T	Q (ans-1)	XT (mm)	écart type	intervalle de confiance (mm)
1000	0.999	87.8	7.21	73.6 – 102
100	0.99	67.9	5.02	58.1 – 77.8
50	0.98	61.9	4.36	53.4– 70.5
20	0.95	53.9	3.5	74.1 – 60.8
10	0.9	47.8	2.86	42.2 - 53.4
5	0.8	41.3	2.22	37.0 - 45.7
2	0.5	31.6	1.44	28.8 -34.4

Ajustement à la loi de Log normal (Galton) :

La loi de Galton, également connue sous le nom de loi log-normale ou loi Gausso-logarithmique, provient de la loi normale modifiée par un changement de variable qui la rend dissymétrique. Sa fonction de répartition se présente comme suit:

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

En utilisant un changement de variable :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\delta \ln x} \quad \dots\dots(\text{II.23})$$

Ainsi, l'équation de la droite de Galton représentée sur le papier Gausso-logarithmique s'exprimera par la formule suivante :

$$\ln x = \overline{\ln x} + \delta \ln x \quad \dots\dots(\text{II.24})$$

Chapitre II : Etude Hydrologique

Les résultats de l'ajustement selon la loi de Galton, obtenus à l'aide du logiciel Hyfran, sont illustrés dans la figure suivante :

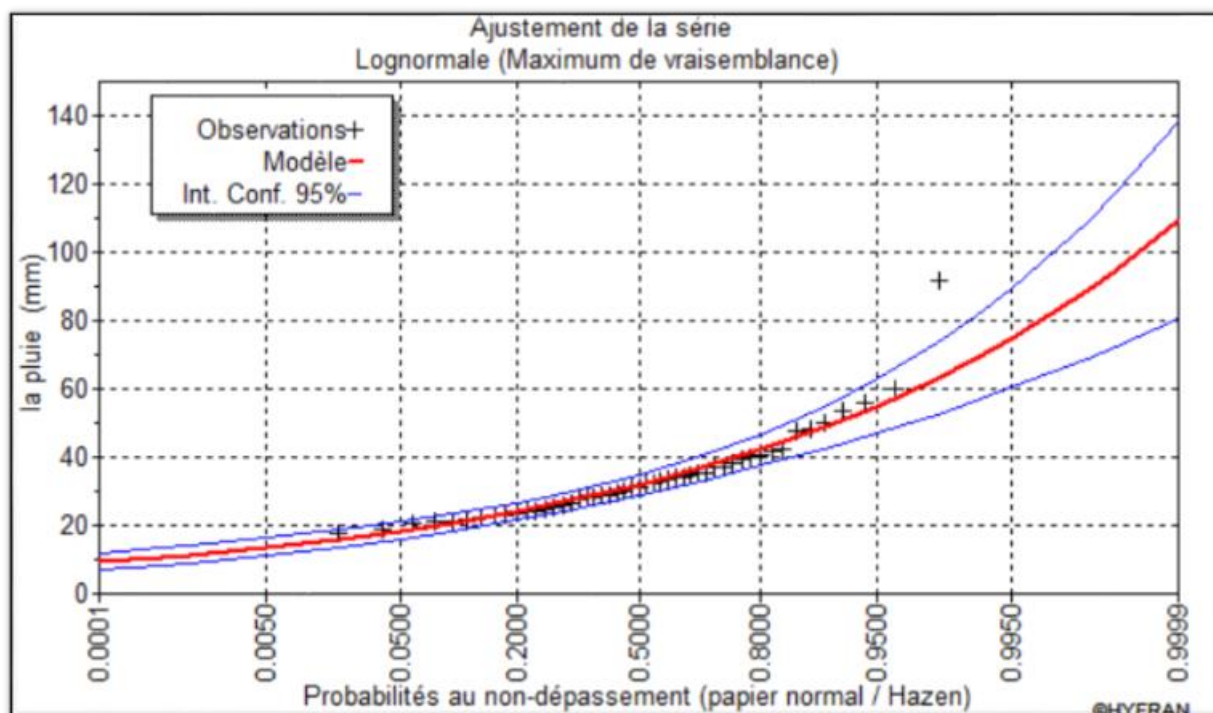


Figure II.4: La droite d'ajustement de la loi log normal

Selon le graphique de Galton, les paramètres d'ajustement par la loi de Galton sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.15: les paramètres d'ajustement selon la loi de Galton.

Log normale (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations	49
Paramètres	
$\overline{\ln x}$	3.46195
$\delta \ln x$	0.331461

Chapitre II : Etude Hydrologique

Calcul des quantiles :

Tableau II.16: calculer les quantiles selon la loi de Galton.

T	Q (ans ⁻¹)	XT (mm)	écart type	Intervalle de confiance (mm)
1000	0.999	88.8	10.2	68.8 – 109
100	0.99	68.9	6.33	56.5 – 81.4
50	0.98	63	5.3	52.6 – 73.4
20	0.95	55	4.02	47.1 – 62.9
10	0.9	48.8	3.13	42.6 - 54.9
5	0.8	42.1	2.33	37.6 – 46.7
2	0.5	31.9	1.51	28.9 - 34.8

Ajustement par la loi de GEV :

En hydrologie, la loi des extrêmes généralisée (GEV) est l'une des distributions les plus couramment utilisées pour l'analyse des extrêmes. Elle est caractérisée par trois paramètres qui permettent de combiner trois types de distributions en une seule forme .

Sa fonction de répartition est définie par la relation suivante :

$$F(x) = \exp\left(-\left(1 - k \left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right)^{\frac{1}{k}}\right) \dots\dots(\text{II.25})$$

Avec :

- u : paramètre de position
- α : Paramètre de disposition ;
- k : paramètre de forme.

Le variable de réduite est : $y = -\frac{1}{k} \ln\left(1 - k \frac{x-u}{\alpha}\right)$ (II.26)

On obtient donc : $x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - (-\ln F(x)))^k$ (II.27)

Les résultats de l'ajustement selon la méthode GEV sous le logiciel Hyfran sont présentés dans la figure suivante

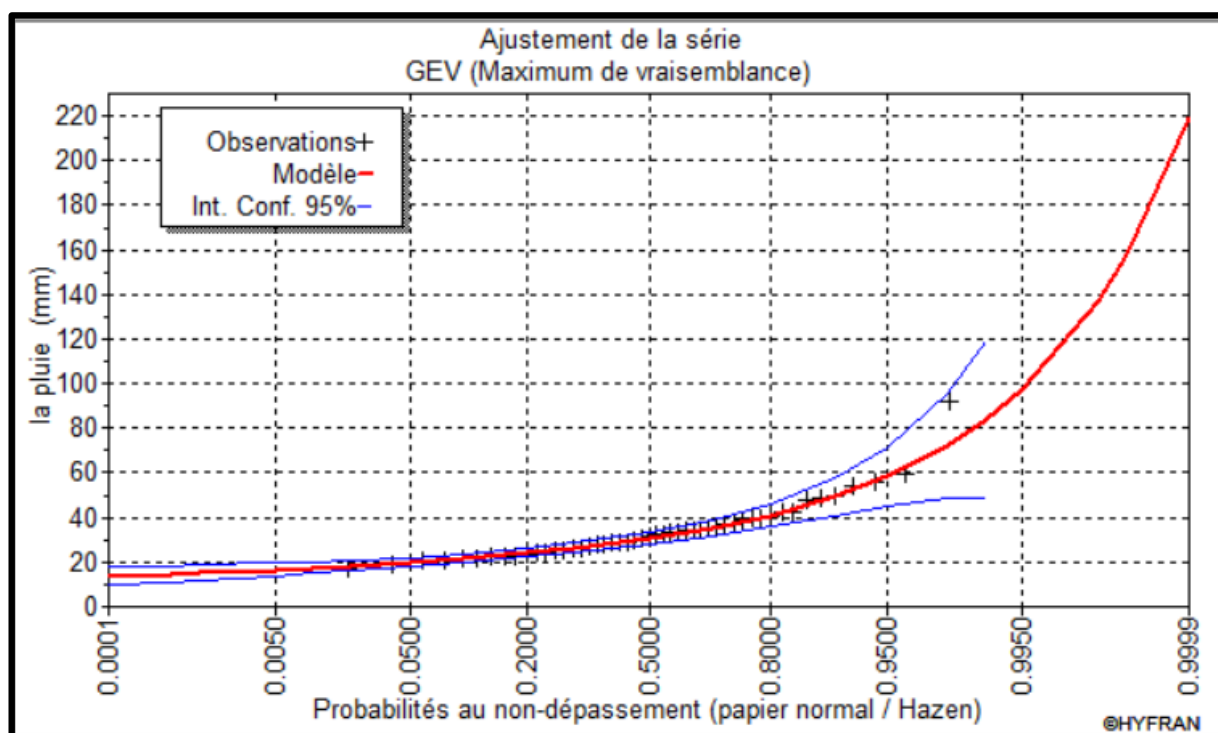


Figure II.5: La courbe d'ajustement de la loi GEV

Selon le graphique de Galton, les paramètres d'ajustement par la loi GEV sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.17: Paramètres d'ajustement selon la loi GEV.

GEV (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations	49
Paramètres	
α	7.690
K	0.189
U	27.674

Chapitre II : Etude Hydrologique

Calcul des quantiles :

Tableau II.18: calcul les quantiles selon loi de GEV

T	Q (ans-1)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (mm)
100	0.99	84	17.8	49.1 – 119
50	0.98	72	12.1	48.4 – 95.7
20	0.95	58.3	6.83	44.9 – 71.7
10	0.9	49.2	4.27	40.9 - 57.6
5	0.8	41	2.64	35.8 -46.2
2	0.5	30.6	1.46	27.7 – 33.5

II.3.2.2 Test visuel :

Lorsque l'on ajuste une loi de probabilité théorique, la question cruciale est de déterminer si cette loi convient de manière appropriée. Le test visuel est directement lié à l'ajustement graphique : il consiste à examiner la distribution des points sur le graphique de probabilité et à vérifier s'ils sont alignés correctement, sans présenter de courbure inappropriée.

II.3.2.2.a Interprétation des graphiques :

À partir de l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans la figure II.6, nous observons que notre série s'ajuste bien à la loi GEV car les points sont très proches de la droite théorique, montrant une bonne convergence.

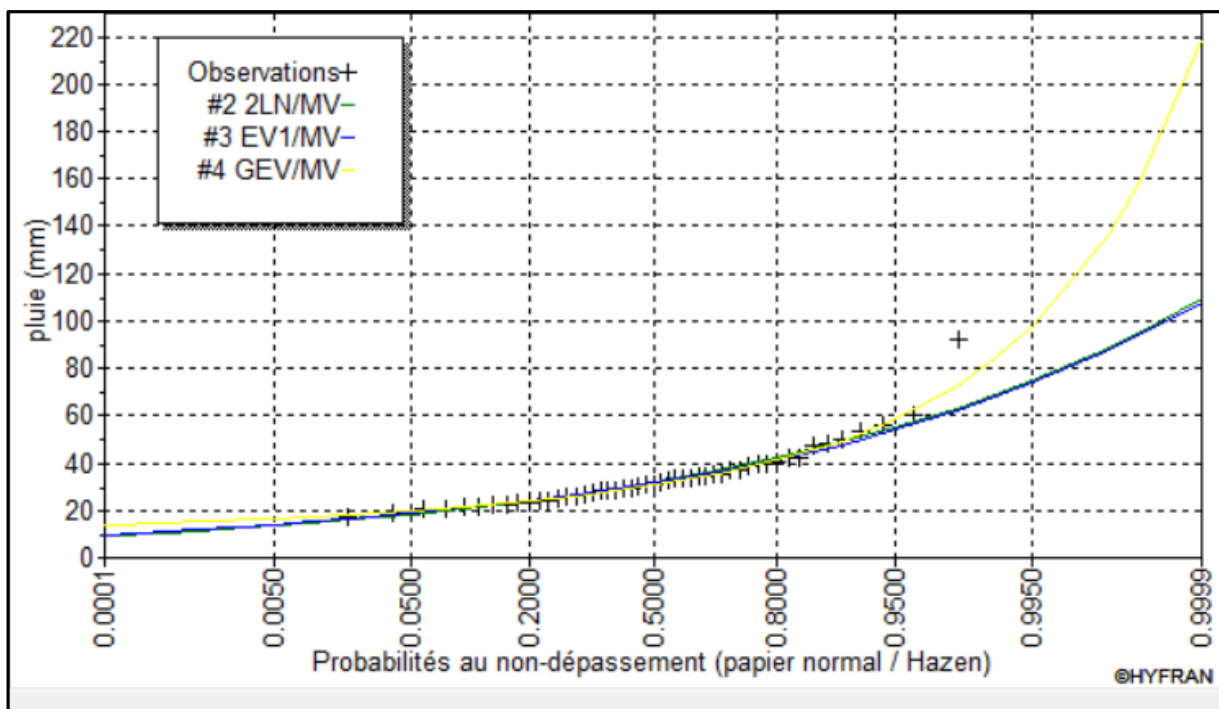


Figure II.6: comparaison entre les trois lois d'ajustement.

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.3.2.2.b Test d'adéquation du χ^2 (Pearson) :

Lors de la sélection de la loi à utiliser, nous comparons les valeurs de χ^2 calculée et χ^2 théorique avec un niveau de signification de 95 %, c'est-à-dire avec un risque de 5 %.

Les résultats du test de Pearson sont résumés dans le tableau suivant, généré par le logiciel Hyfran.

Tableau II.19: résultat du test du kh2.

Lois d'ajustement	Degré de liberté	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Gumbel	6	3.35	12.59
Galton	6	3.35	12.59
GEV	5	2.98	11.07

Les trois lois peuvent être adaptées parce que $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{Théorique}}$.

Selon le tableau ci-dessus, la condition du test Khi-deux est vérifiée pour les trois lois d'ajustement. Par conséquent, nous opterons pour la loi GEV, car elle s'ajuste bien aux $P_{j\max}$ dans la région nord de l'Algérie.

II.3.2.3 Les pluies des courtes durées :

Les pluies de courte durée permettent de déterminer la quantité d'eau précipitée sur une période spécifique pour chaque période de retour. La conversion des pluies maximales journalières en pluies de courte durée s'effectue à l'aide de la formule de K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct. p\%} = P_{max.j.p\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \dots\dots(II.28)$$

Avec :

$P_{ct, p\%}$: pluie de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{maxj, p\%}$.

$P_{maxj, p\%}$: pluie maximale fréquentielle.

t : durée de l'averse en heure(h).

b : exposant climatique ($b=0,31$). [Source ANRH]

Les intensités maximales pour des durées t (en heures) et des périodes de retour T (en années) sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct.p\%}}{t} \quad \dots\dots(II.29)$$

I_t : Intensité de durée t (h), exprimée en [mm/h].

Les résultats du calcul des précipitations maximales et des intensités pour la durée t (en heures) et la période de retour T sont présentés dans le tableau ci-dessous .

Chapitre II : Etude Hydrologique

Tableau II.20: Précipitations et intensités maximales pour la durée t (heures) et la période de retour T (années).

T (ans)	5		10		20		50		100	
Temps (h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)
1	15.308	15.308	18.370	18.370	21.77	21.767	26.882	26.882	31.363	31.363
2	18.977	9.489	22.773	11.386	26.98	13.492	33.326	16.663	38.881	19.440
3	21.519	7.173	25.823	8.608	30.60	10.200	37.790	12.597	44.088	14.696
4	23.526	5.882	28.232	7.058	33.45	8.363	41.315	10.329	48.201	12.050
5	25.212	5.042	30.254	6.051	35.85	7.170	44.274	8.855	51.653	10.331
6	26.678	4.446	32.013	5.336	37.93	6.322	46.848	7.808	54.656	9.109
7	27.983	3.998	33.580	4.797	39.79	5.684	49.141	7.020	57.332	8.190
8	29.166	3.646	34.999	4.375	41.47	5.184	51.218	6.402	59.755	7.469
9	30.251	3.361	36.301	4.033	43.01	4.779	53.123	5.903	61.977	6.886
10	31.255	3.125	37.506	3.751	44.44	4.444	54.887	5.489	64.034	6.403
11	32.192	2.927	38.631	3.512	45.78	4.161	56.533	5.139	65.955	5.996
12	33.072	2.756	39.687	3.307	47.03	3.919	58.078	4.840	67.758	5.646
13	33.903	2.608	40.684	3.130	48.21	3.708	59.537	4.580	69.460	5.343
14	34.691	2.478	41.629	2.974	49.33	3.524	60.921	4.351	71.074	5.077
15	35.441	2.363	42.529	2.835	50.40	3.360	62.238	4.149	72.611	4.841
16	36.157	2.260	43.389	2.712	51.41	3.213	63.496	3.968	74.078	4.630
17	36.843	2.167	44.212	2.601	52.39	3.082	64.700	3.806	75.484	4.440
18	37.502	2.083	45.002	2.500	53.33	2.963	65.857	3.659	76.833	4.269
19	38.136	2.007	45.763	2.409	54.23	2.854	66.970	3.525	78.132	4.112
20	38.747	1.937	46.496	2.325	55.10	2.755	68.043	3.402	79.384	3.969
21	39.337	1.873	47.205	2.248	55.94	2.664	69.080	3.290	80.594	3.838
22	39.909	1.814	47.891	2.177	56.75	2.579	70.084	3.186	81.765	3.717
23	40.463	1.759	48.555	2.111	57.54	2.502	71.056	3.089	82.899	3.604
24	41.000	1.708	49.200	2.050	58.30	2.429	72.000	3.000	84.000	3.500

Chapitre II : Etude Hydrologique

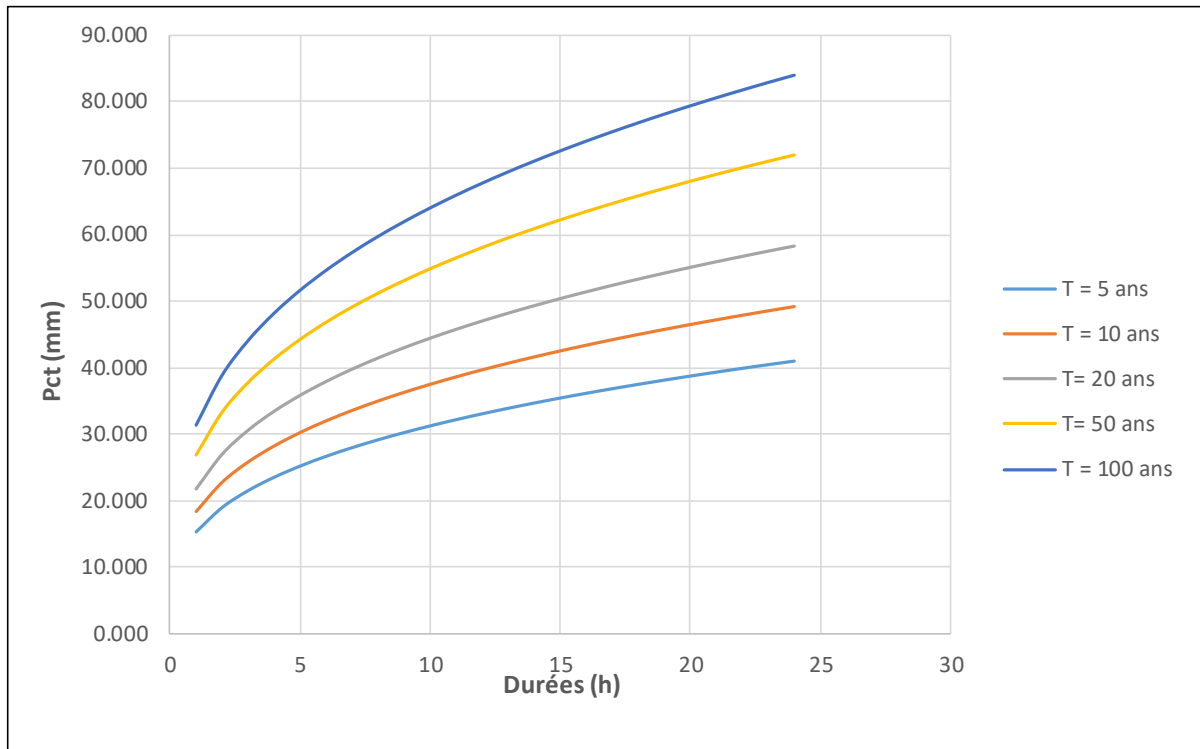


Figure II.7: Les précipitations en fonction du temps pour diverses périodes de retour

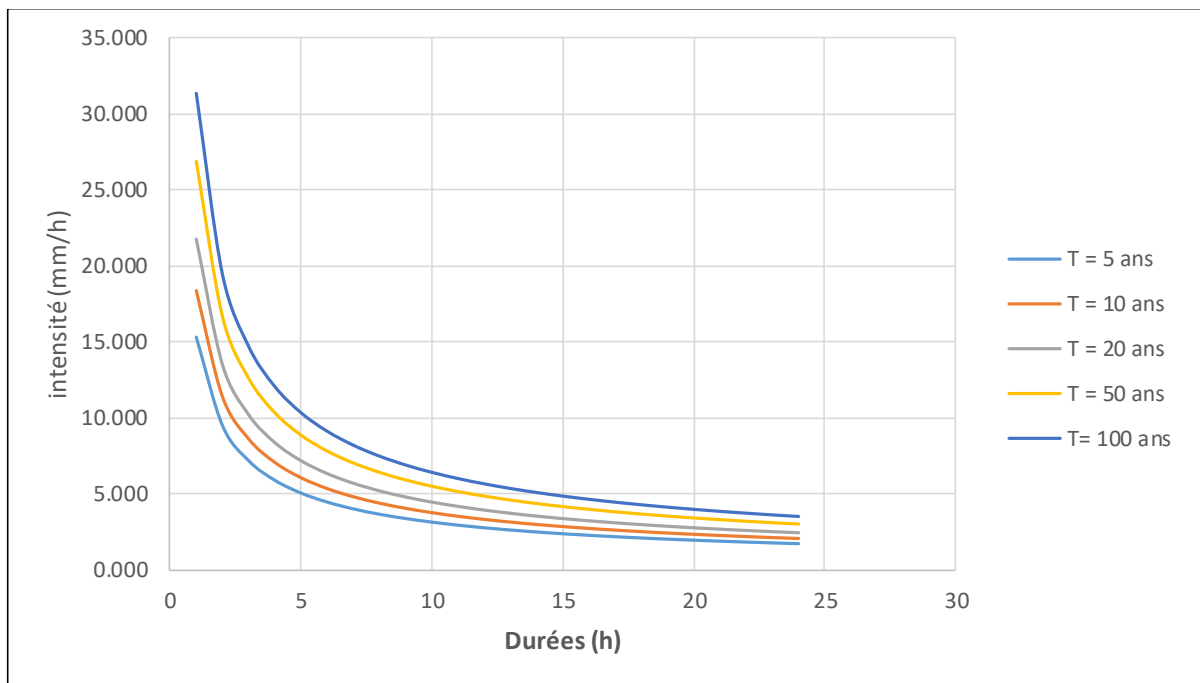


Figure II.8: courbe IDF

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à une caractérisation hydromorphométrique détaillée du bassin versant, puis nous avons évalué les précipitations maximales journalières. nous avons ensuite construit les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF). Ces résultats nous permettront, dans les prochaines étapes, d'étudier les crues et de dimensionner les ouvrages de protection nécessaires pour assurer la sécurité de la ville d'Ain Bouyahia.

Chapitre III :

Estimation des débits de projet

Chapitre III : Estimation des débits de projet

III.1 Introduction :

Après avoir étudié les caractéristiques du bassin versant et en s'appuyant sur les résultats du chapitre précédent concernant les précipitations, l'objectif de ce chapitre est de déterminer les débits de crues pour différentes périodes de retour, afin de choisir l'aménagement approprié et de délimiter les zones inondables.

III.2 Calcul du Débit de Crue :

L'étude de la protection contre les inondations requiert la prévision des crues et de l'hydrogramme de crue. En l'absence de données de mesure et de stations hydrométriques surveillant nos oueds, nous proposons d'utiliser deux approches différentes pour estimer les crues du bassin versant, à savoir :

- L'approche fondée sur des formules empiriques.
- L'approche du Soil Conservation Service (SCS).

III.2.1 L'approche basée sur des Formules Empiriques :

Cette approche repose sur des relations établies entre le débit, la surface du bassin versant, les précipitations, et la période de retour, telles que les formules de MALLET-GAUTHIER, TURAZZA, et Giandotti, entre autres. Les méthodes les plus couramment utilisées en Algérie sont présentées ci-dessous :

Formule de MALLET-GAUTHIER :

L'équation de Maillet et Gauthier a été élaborée pour estimer les inondations associées à une période de retour T. Elle est exprimée par la formule suivante :

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

K : Constante comprise entre 1 et 3. on prend généralement 1,3.

P_{moy} : Précipitation moyenne interannuelle en (m)

S : surface du bassin versant en (Km²)

L : Longueur du talweg principal en (Km)

T : période de retour (ans)

A : Paramètre du bassin versant qui varie entre 20 et 30 selon la région géographique ; pour notre région, nous prendrons (20).

Formule de TURAZZA :

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

$$Q_{max, \%} = \frac{C \cdot S \cdot I_{tc}}{3.6} \quad \dots\dots(III.2)$$

- S : Surface du Bassin versant
- C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P %.
- I_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

Chapitre III : Estimation des débits de projet

L'estimation du coefficient de ruissellement nécessite de prendre en compte plusieurs caractéristiques (pente moyenne du bassin versant, classification hydrologique et utilisation du sol) dont l'évaluation peut varier d'un utilisateur à l'autre.

De plus, elle peut également varier pour d'autres raisons, telles que l'effet de la période de retour, car l'interaction du bassin versant sera plus importante avec l'intensité des précipitations.

Dans notre étude, nous utiliserons le coefficient de ruissellement récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour.

Période de retour	100	50	20	10	5	2
C	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6	0.5

Formule de Giandotti :

$$Q_{max,\%} = \frac{170.S.(H_{moy}-H_{min})^{1/2}}{4.(S)^{1/2}+1.5L}.P_{cd} \dots\dots(III.3)$$

- $Q_{max,p\%}$: débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.
- S : surface du bassin versant, (Km^2)
- P_{cd} : pluie fréquentielle de courte durée correspondante au temps de concentration(m)
- H_{min} : altitude minimale du Bassin Versant
- H_{moy} : altitude moyenne du Bassin Versant
- L : longueur du talweg principal en Km.

Tableau III.2: Précipitations et intensités maximales pour la durée correspondante au temps de concentration et la période de retour T (années).

T (ans)	100		50		20		10		5	
Tc (h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)	Pct (mm)	I (mm/h)
	26.9	44.09	23.04	37.77	18.65	30.57	15.74	25.8	13.12	21.5

Les résultats des calculs des débits de crues sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.3: Débits des crues pour notre bassin versant

le débit de crue (m^3/s)					
Période de retour	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Turazza	10.67	13.88	17.71	23.44	29.19
Giandotti	8.79	10.54	12.49	15.43	18.011
MALLET-GAUTHIER	8.78	10.24	11.53	13.03	14.06

Chapitre III : Estimation des débits de projet

III.2.2 La Méthode Soil Conservation Service « SCS » :

Le SCS-CN est une méthode conceptuelle développée dans les années 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service). Cette méthode repose sur une approche empirique qui établit la relation entre la pluie et le débit. Les seules données requises pour son application sont le type de sol et l'occupation du sol. Intégrée dans de nombreux modèles hydrologiques et d'érosion, tels que SWAT (Arnold et al., 1996), HEC-HMS (US Army Corps of Engineers, 2011), AFFDEF (Montanari et al., 2004), et AGNPS (Agence de contrôle des pollutions du Minnesota, 1987), la méthode SCS-CN est applicable à des bassins versants de tailles variées, allant de 0,25 hectares à 100 km².

Le principe fondamental de cette méthode est basé sur l'hypothèse qu'un épisode pluvieux avec une période de retour T générera un ruissellement ayant la même période de retour.

La sélection de la durée de l'épisode pluvieux et du pas de temps pour la transformation pluie-débit dépend du 'temps de réponse' ou 'lag' du bassin versant. Ce temps correspond à l'intervalle entre le centre de gravité des précipitations et le pic de l'hydrogramme de crue qui en résulte. En l'absence de stations hydrométriques sur nos oueds, l'estimation du temps de réponse sera déterminée à partir d'une formule empirique basée sur le temps de concentration (T_c) selon la formule suivante :

$$\text{Lag} = 0.6 T_c \quad \text{.....(III.4)}$$

Selon le SCS, l'hypothèse est que l'hydrogramme résultant de la pluie sur un intervalle de temps D (h) prend la forme d'un triangle.

$$\frac{1}{3T_c} < D < \frac{2}{3T_c} \quad \text{.....(III.5)}$$

Ce Hydrogramme est caractérisé par :

- Q_p : Le débit de pointe

- T_p : Le temps à la pointe $T_p = \frac{D}{2} + 0.6 * T_c \quad \text{.....(III.6)}$

- T_b : Le temps de base $T_b = T_p + T_r \quad \text{.....(III.7)}$

- T_r : le temps de décrue de l'hydrogramme

Le rapport entre T_r et T_p est représenté par une constante, définie comme suit :

$$T_r = 1,67 T_p. \quad \text{.....(III.8)}$$

Le modèle SCS repose sur l'idée que les précipitations totales sur un bassin versant peuvent être divisées en trois composantes : la pluie efficace (P_{eff}), la rétention dans le bassin (F), et les pertes initiales (I_a). La relation entre les précipitations (P) et ces trois composantes est supposée être la suivante : $\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a} \quad \text{.....(III.9)}$

(S) représente la rétention potentielle maximale. En d'autres termes, le rapport entre l'infiltration réelle et l'infiltration potentielle est équivalent au rapport entre le ruissellement réel et le ruissellement potentiel. La rétention effective est déterminée par la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - P_{eff} \quad \text{.....(III.10)}$$

Chapitre III : Estimation des débits de projet

En substituant l'équation (III.9) dans l'équation (III.10), on obtient :

$$P_{\text{eff}} = \frac{(P-I_a)^2}{(P-I_a)+S} \quad \dots\dots(III.11)$$

À partir de l'analyse d'un grand nombre d'averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre I_a et S , exprimée comme suit : $I_a = 0,2 * S \dots \dots\dots(III.12)$

La relation obtenue est : $P_{\text{eff}} = \frac{(P-0.2S)^2}{(P+0.8S)} \quad \dots\dots(III.13)$

Cette relation constitue l'équation fondamentale pour calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P .

Pour évaluer l'inconnue S , le SCS a développé l'indice de ruissellement CN (runoff curve number). Cet indice CN est lié au stockage S par la relation suivante :

$$CN = \frac{25400}{S+254} \quad \dots\dots(III.14)$$

avec S : en (mm)

Le CN est déterminé principalement en tenant compte des types de sol et du couvert végétal du bassin. Le NRCS a classé les sols en quatre catégories en fonction de leur potentiel d'infiltration.

Tableau III.4: Classification des sols selon NRCS.

Le Sol	Catégorie
Argileux, argileux limoneux, sol salins	D
Sableux- Argileux	C
Limoneux	B
Sableux, limoneux-sableux.	A

Pour notre zone d'étude, Nous pouvons la classer dans la catégorie C selon le NRCS.

Pour un bassin versant comportant plusieurs classes d'occupation du sol et types de sols, il est nécessaire de calculer un CN composite en utilisant la formule suivante :

$$CN_p = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i} \quad \dots\dots(III.15)$$

Voici les valeurs de CN correspondant à chaque type d'occupation du sol :

Tableau III.5: CN en fonction du type d'occupation du sol.

Occupation du sol	La classe			
	A	B	C	D
Agriculture	72	81	88	91
Forêt	36	60	79	79
Terrain nu	68	79	89	89
Zone urbanisée	80	85	90	95

(source :USDA,SCS 1972).

Chapitre III : Estimation des débits de projet

En raison de l'absence de cartes d'occupation du sol pour plusieurs régions à l'échelle nationale, nous avons décidé de créer une carte d'occupation du sol pour notre bassin versant à l'aide d'un logiciel SIG (ArcGIS).

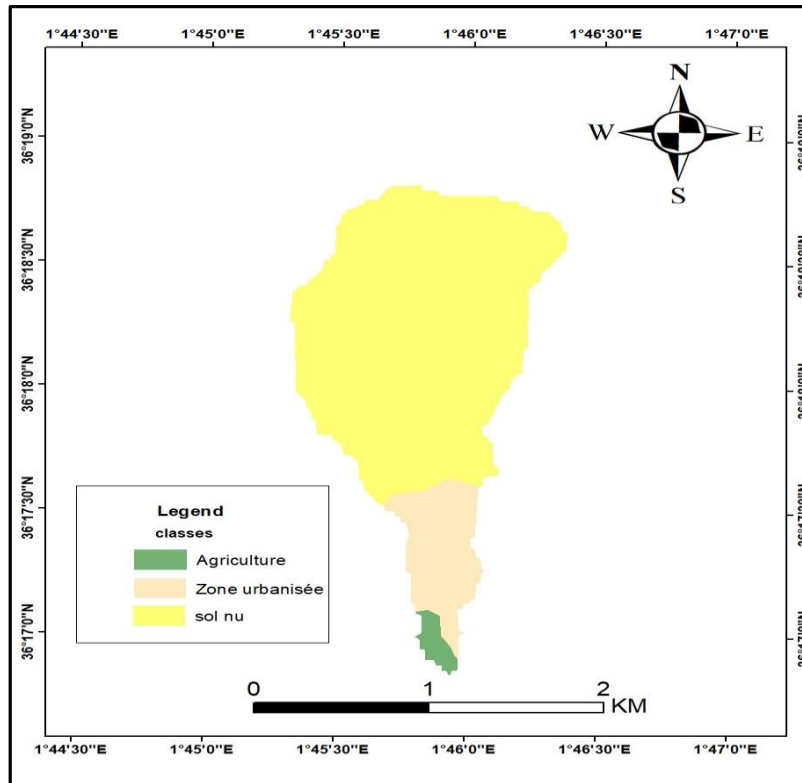


Figure III.1: Carte de l'occupation du sol du bassin versant.

Le tableau suivant montre les résultats d'occupation du sol dans le bassin versant.

Tableau III.6: occupation du sol.

BV	Surface (km ²)			CN pondéré	Surface imperméable (%)
	Zone urbanisée	Agriculture	Sol nu		
Oued ElKebour	0.41	0.059	2.51	89.02	31.32

L'application de la méthode SCS à notre bassin versant requiert l'utilisation d'une modélisation, effectuée à l'aide d'un logiciel, qui dans notre cas est le HEC-HMS.

Chapitre III : Estimation des débits de projet

III.3 La Modélisations Hydrologique A L'aide Du Logiciel « Hec-Hms »

III.3.1 La Modélisation Hydrologique du bassin versant :

Un modèle hydrologique, également appelé modèle pluie-débit, est une représentation théorique simplifiée d'une réalité physique, servant d'outil numérique pour modéliser la relation entre les précipitations et les débits. En d'autres termes, ces modèles utilisent les précipitations comme variable d'entrée et génèrent un hydrogramme en sortie du bassin. En général, ces modèles reposent sur deux fonctions distinctes :

- **Une fonction de production** : qui divise la pluie brute, mesurée par un ou plusieurs pluviomètres sur l'ensemble du bassin versant, en une partie infiltrée et une partie ruisselée ou nette.

- **Une fonction de transfert** : ou de routage, qui consiste à répartir dans le temps la quantité d'eau nette et à l'acheminer vers l'exutoire du bassin versant.

Il existe plusieurs modèles semi-distribués (ou semi-spatialisés), tels que le modèle HBV et le TOPMODEL. L'avantage de ces modèles réside dans leur structure basée sur des principes physiques tout en nécessitant moins de données que les modèles entièrement distribués. Le modèle HEC-HMS en est un exemple, réputé pour ses performances de calcul et la qualité de ses résultats.

Il existe plusieurs modèles hydrologiques, et le choix du modèle dépend de :

- L'approche utilisée : Il existe diverses approches pour représenter la relation pluie-débit, telles que les approches empiriques, conceptuelles et à base physique.
- La qualité des résultats : qu'il fournit.
- Son utilisation, y compris les performances et la convivialité des interfaces graphiques.
- La portabilité du logiciel, ainsi que la gestion et la structure des entrées et sorties.
- La facilité d'intégration et d'interconnexion : avec d'autres outils de traitement et d'exploitation des résultats.

III.3.2 Présentation du modèle HEC-HMS : Le modèle hydrologique distribué HEC-HMS (Hydrologic Modeling System), développé par le Hydrologic Engineering Center (HEC) du Corps des ingénieurs de l'Armée américaine (US Army Corps of Engineers), est un outil exhaustif pour la simulation des processus hydrologiques dans les bassins versants. Ce système permet de modéliser les variations du débit en réponse aux précipitations, en couvrant toutes les étapes depuis les précipitations initiales jusqu'au débit de ruissellement au fil du temps. HEC-HMS propose une diversité de fonctionnalités, incluant la simulation des processus d'infiltration, de ruissellement, ainsi que de l'évaporation et de la fonte des neiges. (US Army Corps of Engineers, 2016)

Chapitre III : Estimation des débits de projet

III.3.3 Les Résultats De La Simulation :

Dans le cadre de notre étude, nous avons effectué une simulation du processus hydrologique pour des périodes de retour variant de 5 à 100 ans. Les résultats de cette simulation, réalisés en utilisant le modèle de perte par infiltration SCS-CN ainsi que la méthode de transfert d'hydrogramme unitaire de SCS, sont détaillés ci-dessous :

Tableau III.7: Résultats de la simulation pour une période de retour de 100 ans.

BV	La surface drainée (km ²)	Temps de pic(h)	Le débit de pointe(m ³ /s)
Oued El Kebour	2.98	12.15	30.525

Ce graphique illustre l'hydrogramme de crues pour notre bassin versant pour T= 100ans .

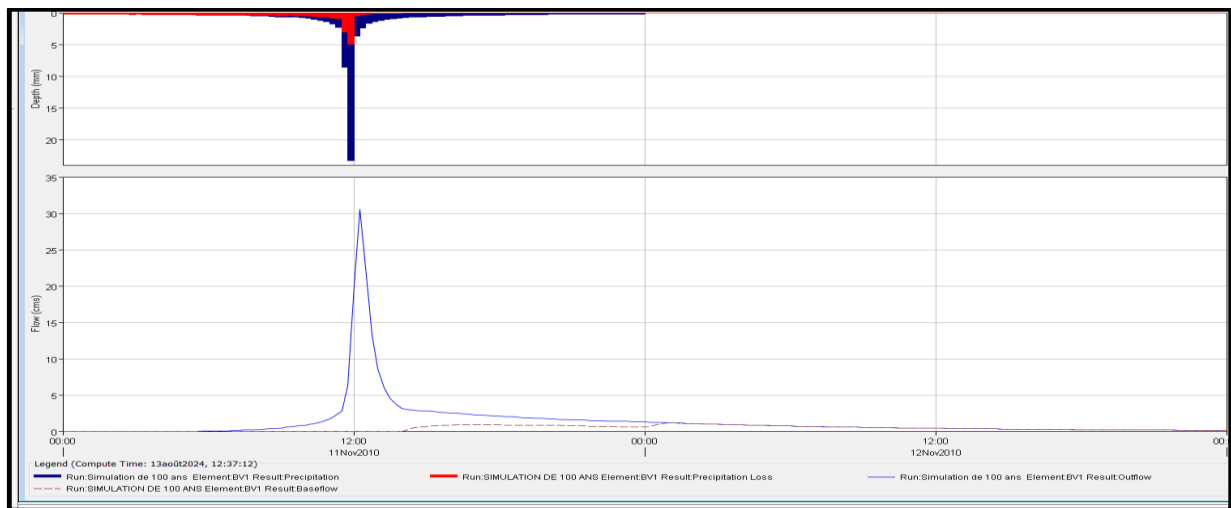


Figure III.2: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 100 ans.

Les pertes par infiltration dans notre bassin versant correspondent à 34.03 % de la pluviométrie totale, soit une perte de 28.59 mm. Cette valeur élevée est due à la faible capacité d'infiltration du sol, qui est influencée par l'urbanisation dans le sous bassin et par la nature sablo-argileuse du sol, avec un coefficient CN de 89.02, comme indiqué dans le Tableau (III.6). Le pic de l'hydrogramme montre un débit maximal de 30.525 m³/s.

Tableau III.8: Résultats de simulation pour la période de retour 50 ans.

BV	La surface drainée (km ²)	Temps de pic(h)	Le débit de pointe(m ³ /s)
Oued El Kebour	2.98	12.15	24.56

Chapitre III : Estimation des débits de projet

Ce graphique illustre l'hydrogramme de crues pour notre bassin versant pour T= 50ans

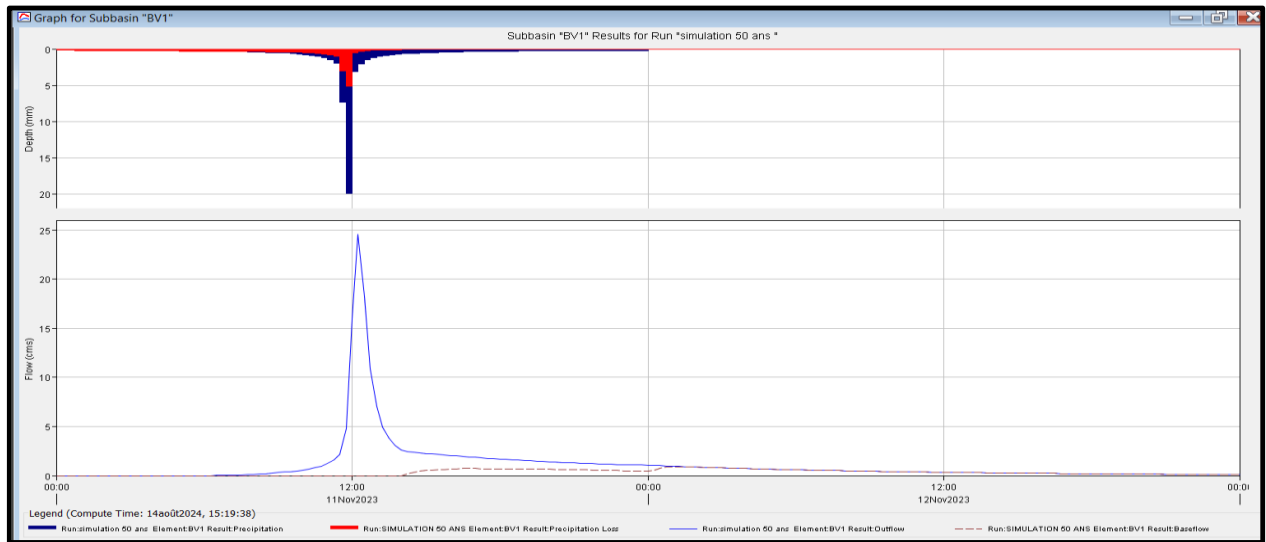


Figure III.3: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 50 ans.

Les pertes par infiltration du bassin versant représentent 38.16 % de la pluie totale, donc une perte de 27.48 mm Le pic atteint un débit de 24.56 m³/s.

Tableau III 9: Résultats de simulation pour la période de retour 20 ans.

BV	La surface drainée (km ²)	Temps de pic(h)	Le débit de pointe(m ³ /s)
Oued EL Kebour	2.98	12.15	17.88

Ce graphique illustre l'hydrogramme de crues pour notre bassin versant pour T= 20ans.

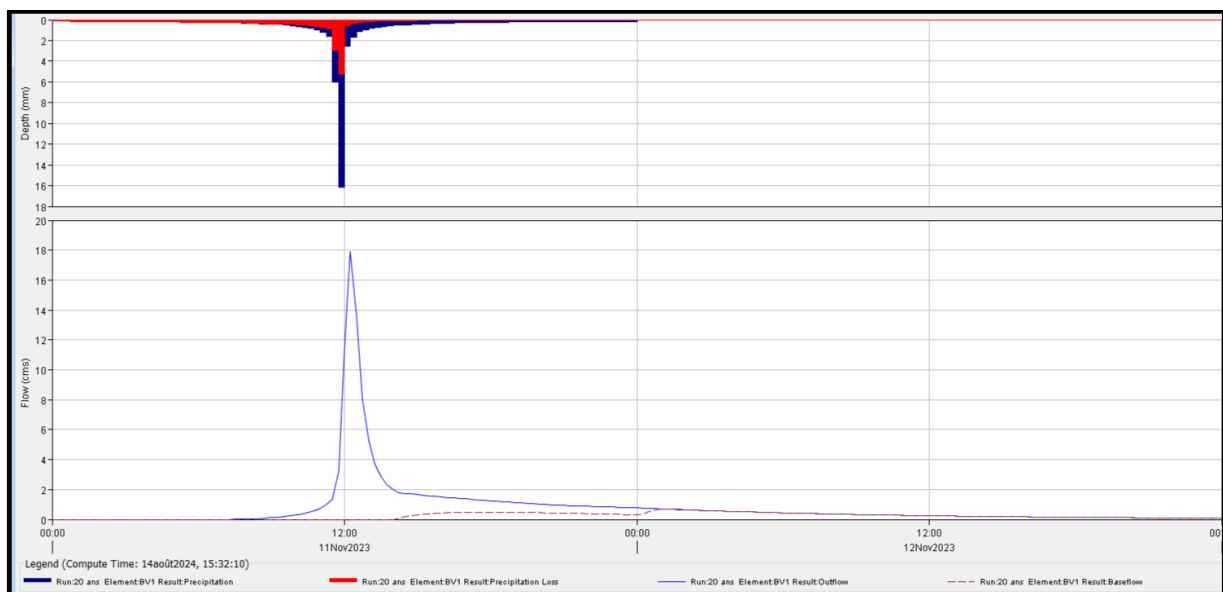


Figure III.4: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 20 ans.

Chapitre III : Estimation des débits de projet

Les pertes par infiltration du bassin versant représente 37.40% de la pluie totale, donc une perte de 21.81 mm Le pic atteint un débit de 17.88 m³/s.

Tableau III.10: Résultats de simulation pour la période de retour 10 ans.

BV	La surface drainée (km ²)	Temps de pic(h)	Le débit de pointe (m ³ /s)
Oued EL Kebour	2.98	12.15	13.57

le graphique suivant illustre l'hydrogramme de crues pour notre bassin versant pour T= 10ans.

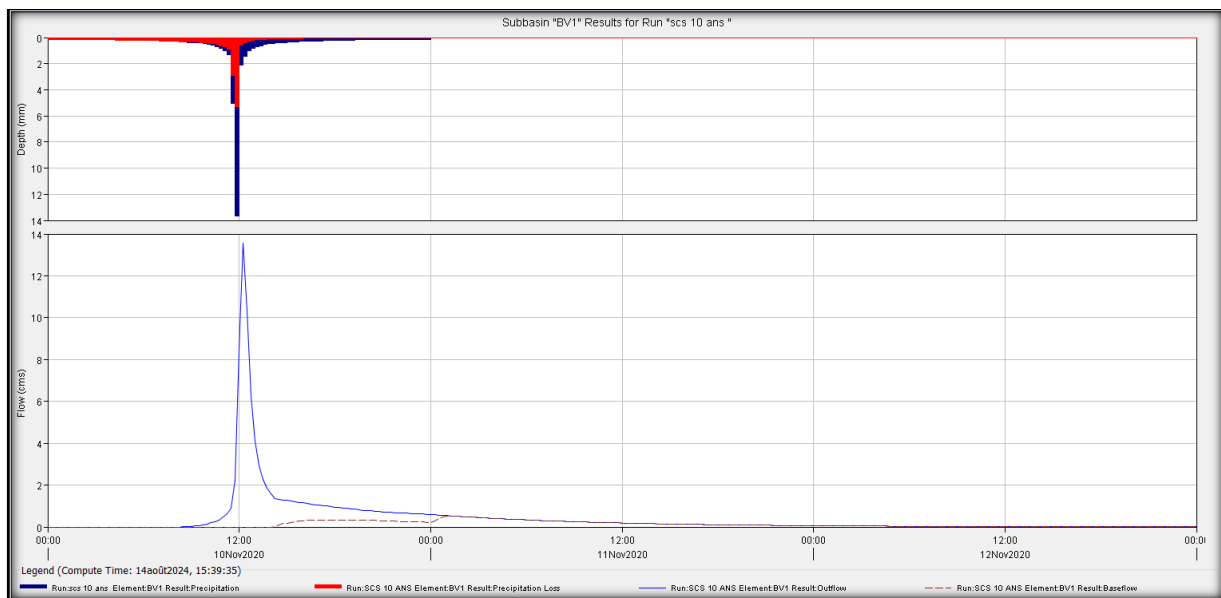


Figure III.5: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 10 ans.

Les pertes par infiltration du bassin versant représente 49% de la pluie totale, donc une perte de 24.37 mm. Le pic atteint un débit de 13.57 m³/s.

Tableau III.11: Résultats de simulation pour la période de retour 5 ans.

BV	La surface drainée (km ²)	Temps de pic(h)	Le débit de pointe(m ³ /s)
Oued El kebour	2.98	12.15	9.84

Chapitre III : Estimation des débits de projet

le graphique suivant illustre l'hydrogramme de crues pour notre bassin versant pour $T = 5$ ans.

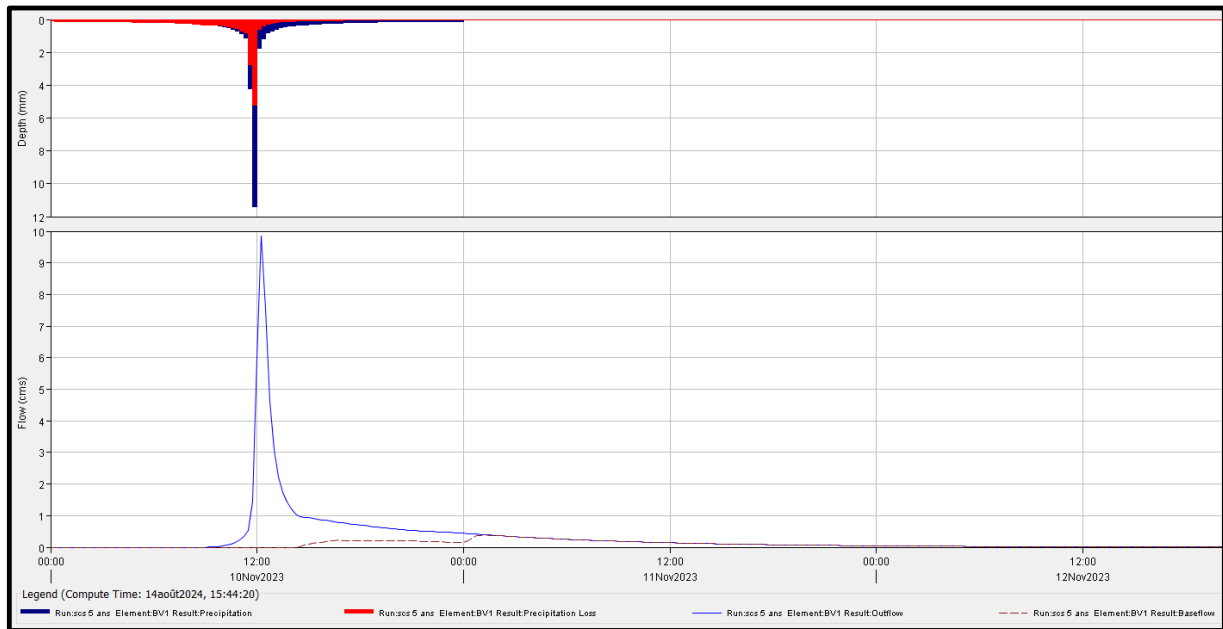


Figure III.6: Hydrogramme de crue du BV pour une période de 5 ans.

Les pertes par infiltration du bassin versant représente 55.43 % de la pluie totale, donc une perte de 22.73 mm. Le pic atteint un débit de 9.84 m³/s.

III.3.4 Discussion des Résultats :

Le tableau suivant présente les résultats des calculs de débits pour les différentes périodes de retour, obtenus à partir des deux approches utilisées.

Tableau III.12: Résultats des débits des deux approches.

le débit de crue (m ³ /s)					
Période de retour	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Turazza	10.67	13.88	17.71	23.44	29.19
Giandotti	8.79	10.54	12.49	15.43	18.011
MALLET-GAUTHIER	8.78	10.24	11.53	13.03	14.06
La méthode SCS-CN	9.84	13.57	17.88	24.56	30.52

Les résultats obtenus à partir des trois formules empiriques avec la méthode SCS-CN montrent que les formules de Mallet-Gauthier et de Giandotti produisent des débits très proches pour les différentes périodes de retour. En revanche, la formule de Turazza et La méthode SCS-CN donnent presque les mêmes valeurs de débit entre elles, la méthode SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS utilise de nombreux paramètres, tels que le type de sol, l'infiltration, l'occupation du sol, ainsi que la transformation pluie-débit en fonction des caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant. Par conséquent, nous avons décidé d'adopter les résultats obtenus par la méthode SCS-CN pour le reste de notre étude.

Chapitre III : Estimation des débits de projet

III.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé les débits de crues pour les différentes périodes de retour en utilisant deux méthodes distinctes : les formules empiriques et la méthode SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS. Après avoir comparé les résultats, nous avons opté pour la méthode SCS-CN, qui fournit un débit de crue de $30.52 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une période de retour de 100 ans. Nous avons ensuite construit les hydrogrammes de crue pour observer l'évolution des crues au fil du temps pour notre bassin versant. La prochaine étape consistera à identifier les zones inondables et à réaliser une étude hydraulique.

Chapitre IV

Etude des écoulements

Chapitre IV : Etude des écoulements

IV.1 Introduction :

Le présent chapitre commence par une évaluation de l'état actuel d'Oued EL kebour. La deuxième partie est consacrée à la modélisation hydraulique des écoulements dans le réseau hydrographique. Cette modélisation, en conjonction avec l'analyse hydrologique, permet de comprendre les mécanismes de formation des crues et de définir les caractéristiques nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages. La modélisation hydraulique utilise des logiciels spécialisés pour simuler numériquement les écoulements d'eau dans les cours d'eau. Les simulations hydrauliques visent à évaluer le comportement des rivières face aux débits de ruissellement générés par le bassin versant en réponse à des pluies de différentes intensités. La rivière modélisée est ainsi exposée aux débits de crue calculés par les modèles hydrologiques et aux conditions limites spécifiées, telles que le niveau de l'eau à l'exutoire ou dans le cours de la rivière.

IV.2 Etat des lieux d'oued El kebour :

La visite sur le terrain de l'oued EL kebour a révélé plusieurs observations clés :

- **Erosion des Berges :** L'énergie générée par l'écoulement des eaux en période de crue engendre une dynamique érosive, entraînant une érosion progressive des berges des deux côtés de l'oued. Cette érosion contribue également à l'inondation des zones urbanisées.
- **Obstruction par Sédiments :** Les tronçons de l'oued et les ouvrages associés sont fréquemment obstrués par des sédiments et des déchets, ce qui entrave le débit d'eau et diminue l'efficacité des infrastructures.
- **Réduction de la Capacité Hydraulique :** L'accumulation importante de sédiments réduit la capacité hydraulique des ouvrages, limitant leur performance et augmentant le risque de débordement.
- **Modification de la direction du Cours d'eau :** Les changements brusques dans la direction du cours d'eau augmentent les pertes de charge et favorisent les débordements, exacerbant les problèmes d'inondation.
- **Urbanisation Inappropriée :** L'expansion anarchique de la ville sur le lit mineur des cours d'eau réduit considérablement la capacité d'évacuation des eaux, aggravant les problèmes liés aux crues et à l'inondation.

Chapitre IV : Etude des écoulements

Pour obtenir une description plus précise du Oued, nous avons divisé le tracé du oued EL kebour en deux tronçons 1et 2 et son affluent en un seul tronçon 3, en tenant compte des ouvrages existants le long de ces tracés, comme l'indiquent le tableau et la figure ci-dessous.

Tableau IV.1: la division des cours d’eaux en tronçons.

Tronçon	Aval	Amont	Longueur (m)
Tr1	Point de confluence	Réservoir d’eau	939.82
Tr2	La Route CW 3	Point de confluence	946.77
Tr3	Point de confluence	CEM	441.19



Figure IV.1 : les différents tronçons du cours d’eau.

Chapitre IV : Etude des écoulements



Figure IV2: l'état du tronçon 2 non aménagé (photo prise en 2024).



Figure IV.3: l'état du tronçon 3 non aménagé (photo prise en 2024).

Chapitre IV : Etude des écoulements

IV.3. Modélisation de l'écoulement :

IV.3.1. Aperçu sur le logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS est un logiciel complet dédié à l'analyse hydraulique, conçu pour simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport des sédiments, et diverses fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques. Son objectif est de reproduire les phénomènes hydrologiques réels à l'aide de ce logiciel. Les calculs des lignes d'eau permettent non seulement d'analyser la capacité des cours d'eau, en évaluant les risques de débordement et d'inondation, mais aussi d'étudier l'impact des modifications des conditions de limites, telles que l'ajout de ponts.

IV.3.1.1. Environnement de HEC-RAS :

L'environnement du logiciel HEC-RAS est structuré en projets. Chaque projet comprend plusieurs fichiers, chacun portant le nom du projet et possédant une extension distincte. Chaque fichier contient un ensemble spécifique de données liées au projet. La présentation des fichiers est organisée comme suit :

- ✓ Fichier de projet (Ain_Bouyahia.prj): Ce fichier principal contient les informations descriptives du projet ainsi que les configurations par défaut ou personnalisées par l'utilisateur.
- ✓ Fichier de géométrie (oued.G) : Ce fichier renferme les détails relatifs à la géométrie, incluant les schémas, les sections transversales, les caractéristiques de rugosité et les ouvrages associés.
- ✓ Fichier de débits (.F) : Ce fichier enregistre les données de débit, pouvant inclure plusieurs profils correspondant à différentes conditions de débit.
- ✓ Fichier Plan (plan_1.P) : Ce fichier contient des données spécifiques permettant à l'utilisateur de simuler divers scénarios en utilisant les mêmes ensembles de données.

Chapitre IV : Etude des écoulements

- ✓ Fichier d'exécution (.R) : Généré automatiquement lors de chaque simulation, ce fichier contient les données relatives à l'exécution de la simulation.
- ✓ Fichier de résultats (.O): Ce fichier regroupe les résultats issus de la simulation.

IV.3.1.2. Les données géométriques

Les données géométriques nécessaires à la modélisation du système hydrographique incluent la définition de la connectivité du réseau de cours d'eau, les caractéristiques des sections transversales, ainsi que les détails des ouvrages hydrauliques existants ou projetés, tels que les ponts, les levées, les structures latérales et les déversoirs.

La saisie des données géométriques se déroule en deux étapes distinctes :

1. **Traçage du schéma du réseau hydrographique** : Cette étape consiste à tracer le réseau de cours d'eau tronçon par tronçon, en suivant le sens d'écoulement de l'amont vers l'aval. Il est important de tenir compte des méandres et des sinuosités des cours d'eau pour refléter fidèlement leur configuration.
2. **Saisie des données pour les sections transversales et les ouvrages hydrauliques** : Cette étape comprend la collecte et l'entrée des informations suivantes :
 - **Coordonnées X et Y de la section** : Chaque point de la section transversale doit être enregistré avec sa distance par rapport à un point de référence ainsi que son élévation.
 - **Distance jusqu'à la section suivante** : Cette mesure décrit la distance entre la section courante et la section suivante en aval, avec des détails pour la rive gauche, le canal principal, et la rive droite.
 - **Valeurs de rugosité n de Manning** : Le coefficient de rugosité de Manning, noté n , doit être spécifié pour chaque section, en distinguant la rive gauche, le canal principal, et la rive droite.
 - **Stations des rives du canal principal (lit mineur)** : Les stations des rives du canal principal sont utilisées pour délimiter le lit mineur et séparer les deux parties du lit majeur, à savoir la rive gauche et la rive droite.

Chapitre IV : Etude des écoulements

Tableau IV.2: estimation du coefficient de Manning.

Catégorie	Type de recouvrement	Gamme de profondeurs d'écoulement		
		0-0.15 (m)	0.15-0.6 (m)	>0.6 (m)
Rigide	Béton	0.015	0.013	0.013
	Roche bétonnée	0.04	0.03	0.028
Non recouvert	Sol nu	0.023	0.02	0.02
	Roc excavé	0.045	0.035	0.025
Graviers	D25-D50	0.044	0.033	0.03
Enrochement	D50-D150	0.104	0.069	0.035
	D150-D300	--	0.078	0.04

[Source : -www.grr.ulaval.ca/gae_3005-]

Les valeurs de rugosité pour le lit mineur et le lit majeur de l'oued sont estimées avec une certaine incertitude, car la détermination du coefficient de Manning (n) est plus un art qu'une science exacte. Plusieurs facteurs influencent cette rugosité, notamment les caractéristiques des matériaux du lit, les irrégularités de surface, la forme du lit, l'érosion, la végétation et les obstacles à l'écoulement. Estimer une valeur unique de n est complexe, et les ingénieurs s'appuient souvent sur des données relatives à la végétation et l'occupation des sols. Dans le cas étudié, le coefficient de Manning est de 0,023 pour les rives et de 0,023 pour le lit de l'oued.

La figure ci-dessous représente la répartition des sections transversales dans le logiciel HEC-RAS :

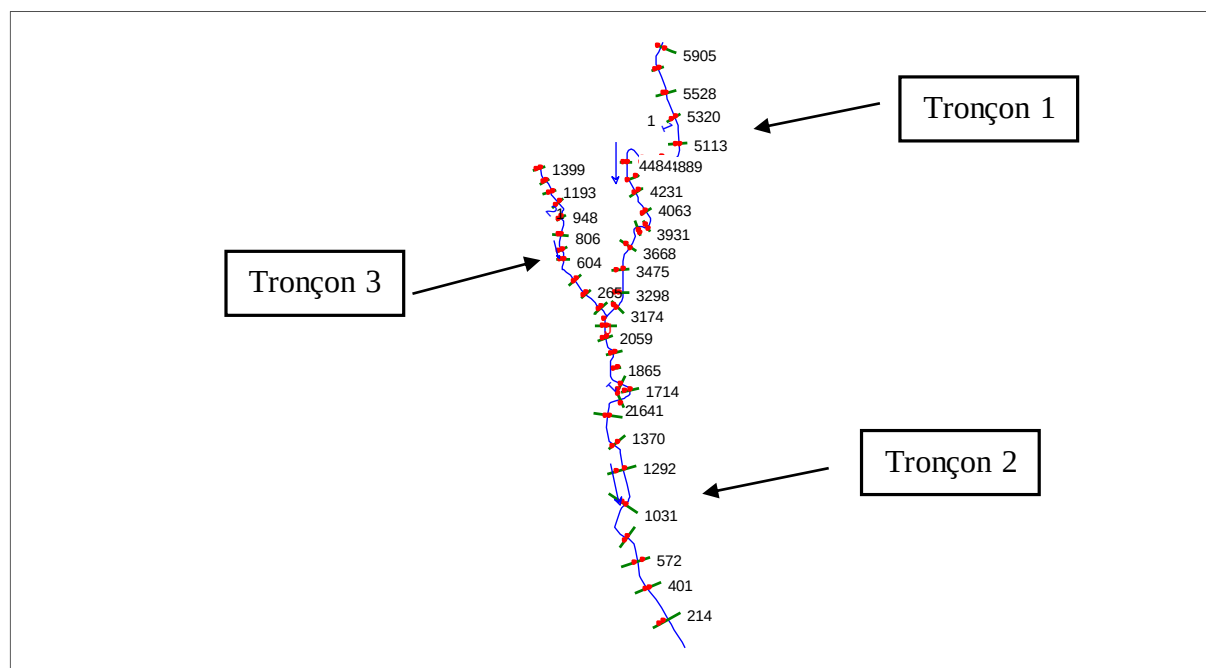


Figure IV.5: répartition des sections transversales sur HEC RAS.

Chapitre IV : Etude des écoulements

IV.3.1.3. Conditions aux limites et de calcul :

Les calculs dans HEC-RAS peuvent être réalisés pour plusieurs débits simultanément, que ce soit en régime torrentiel, en régime fluvial, ou en combinant les deux régimes d'écoulement. Lorsque les deux régimes sont considérés, HEC-RAS applique l'équation de la quantité de mouvement pour modéliser les transitions entre les régimes torrentiels et fluviaux, souvent caractérisées par la formation d'un ressaut hydraulique. Les résultats de ces calculs sont accessibles sous diverses formes : graphiques (profils en long, sections, courbes hauteur-débit, visualisations en 3D) et tableaux. Ces résultats peuvent être exportés à l'aide de procédures standards de copier-coller vers des tableurs ou des logiciels de traitement de texte.

IV.3.1.4. Les étapes de fonctionnement de HEC-RAS :

Le logiciel HEC-RAS est divisé en trois parties principales. La première partie est une base de données intégrée qui enregistre toutes les informations géométriques relatives au réseau hydrographique, telles que les sections transversales, les ponts et autres structures, ainsi que les paramètres hydrauliques comme le coefficient de rugosité, les débits et les niveaux d'eau. La deuxième partie est dédiée à l'interface graphique, permettant aux utilisateurs de visualiser le cours d'eau et d'examiner les résultats des simulations de manière détaillée et intuitive. La troisième partie est consacré aux programmes de calcul, qui exécutent les analyses hydrauliques et traitent les données du modèle pour produire les résultats nécessaires.

IV.3.2 Visualisation des résultats :

Une fois le calcul effectué sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir divers résultats. Ces résultats incluent les profils des zones inondables pour les débits spécifiés, ainsi que les vitesses d'écoulement et les lignes d'eau et d'énergie. Nous pouvons ainsi examiner la variation des vitesses d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives pour chaque section transversale. Un aspect particulièrement utile est la vue en profil du tronçon simulé, accessible via la fonction « View Profiles » dans la barre d'outils.

Chapitre IV : Etude des écoulements

Les figures ci-dessous présentent des différents exemples de profils en travers pour chaque tronçon.

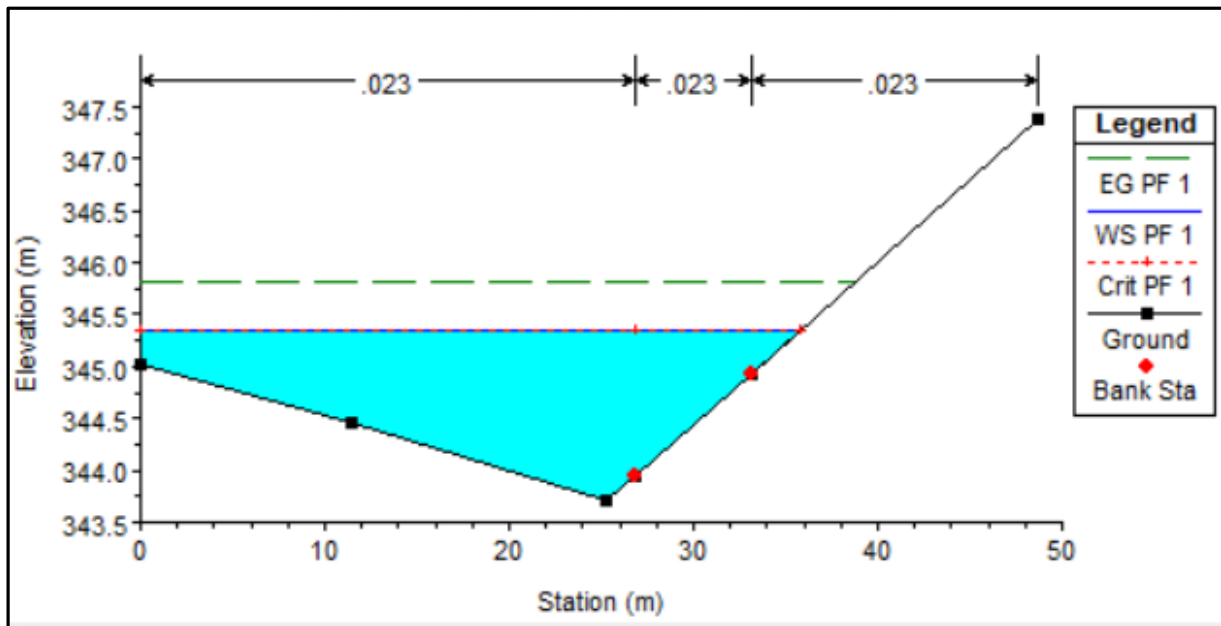


Figure IV.6: Exemple d'un profil en travers du tronçon 1.

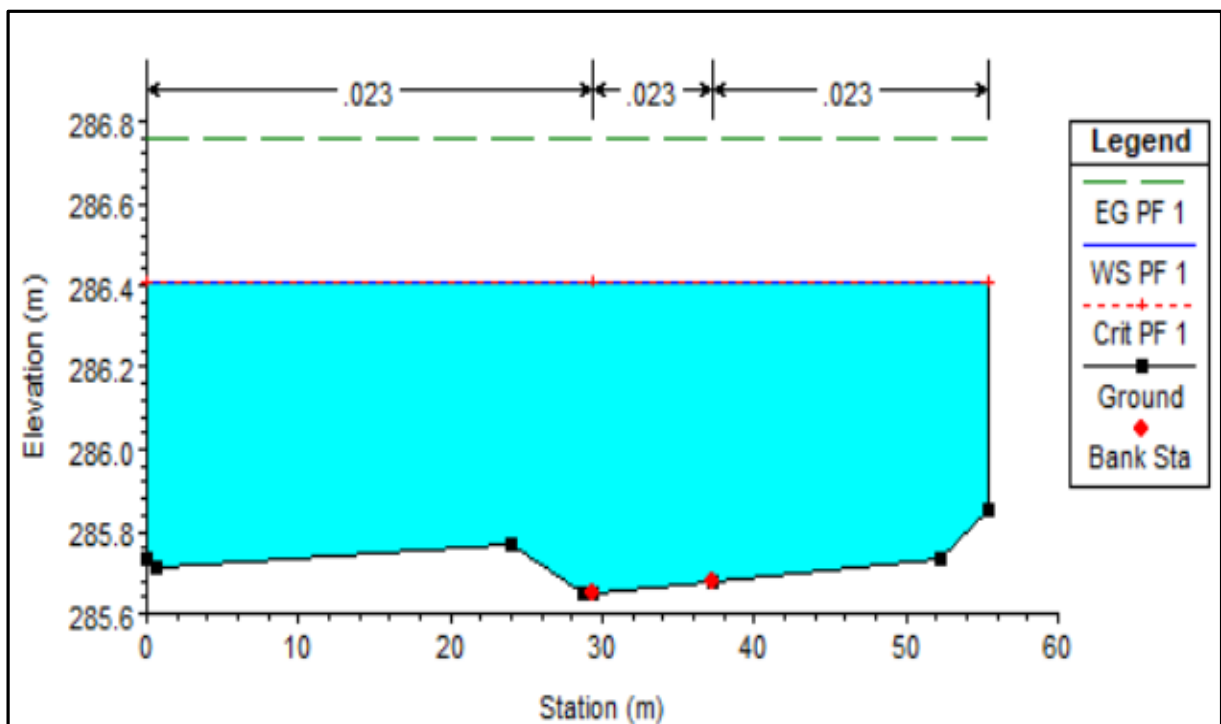


Figure IV.7: Exemple d'un profil en travers du tronçon 2.

Chapitre IV : Etude des écoulements

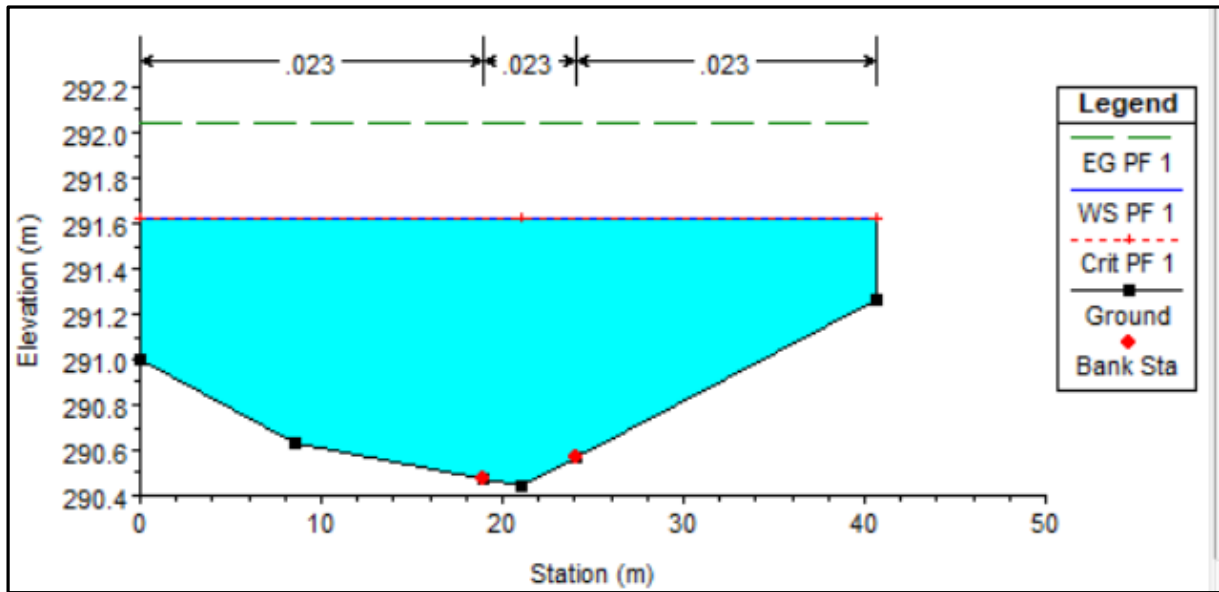


Figure IV.8: Exemple d'un profil en travers du tronçon 3.

Résultats de simulation : Les résultats détaillés de la simulation sont présentés dans le tableau.

Tableau IV.3 résultats de la simulation par logiciel HEC RAS.

Tronçon	Station	Q 100 (m ³ /s)	cote fond oued (m)	N.L eau (m)	H critique (m)	N.L'énergie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	S. mouillée (m ²)	L. Mouillée (m)	N.Froude
Tr 3	1399	30.52	304.73	306.16	305.64	306.26	0.000769	1.53	23.32	21.66	0.41
Tr 3	1291	30.52	304.73	305.77	305.77	306.18	0.004854	3.09	11.36	14.39	0.97
Tr 3	1193	30.52	303.72	304.34	304.73	305.76	0.038159	5.78	5.99	13.62	2.46
Tr 3	1087	30.52	303.59	304.32	304.46	304.83	0.011973	3.08	9.78	19.51	1.36
Tr 3	948	30.52	301.9	302.6	302.98	303.96	0.033448	5.57	6.19	13.7	2.32
Tr 3	806	30.52	299.62	300.11	300.48	301.89	0.071952	6.72	5.5	18.3	3.25
Tr 3	687	30.52	297.36	298.1	298.56	299.85	0.043908	6.2	5.33	11.18	2.64
Tr 3	604	30.52	295.67	296.17	296.65	298.38	0.081783	6.69	4.69	12.84	3.4
Tr 3	398	30.52	290.44	290.9	291.31	292.98	0.088733	7.24	5.04	17.13	3.58
Tr 3	265	30.52	289.06	289.73	290.06	290.84	0.027906	5.36	6.98	16.17	2.15
Tr 3	97	30.52	287.49	288.01	288.33	289.14	0.039982	5.34	6.74	18.73	2.46
Tr 1	5905	30.52	343.94	344.65	344.65	344.92	0.006073	1.68	13.32	24.46	0.9
Tr 1	5726	30.52	336.37	336.72	337.46	343.32	0.315669	12.16	2.73	8.98	6.55
Tr 1	5528	30.52	328.21	328.67	329.21	331.64	0.112044	7.93	4.14	12.2	3.99
Tr 1	5320	30.52	323.11	323.62	324.07	325.64	0.07462	6.4	4.95	13.96	3.25
Tr 1	5113	30.52	316.62	316.89	317.33	319.54	0.1342	5.56	4.38	16	3.91
Tr 1	4889	30.52	310.63	311.32	311.93	313.99	0.066982	7.24	4.22	7.87	3.16
Tr 1	4735	30.52	304.37	305.12	306.12	310.13	0.089359	10.77	3.2	4.81	3.96
Tr 1	4484	30.52	304.66	305.38	305.65	306.26	0.019587	4.67	7.73	15.76	1.82
Tr 1	4348	30.52	305.02	305.02	305.17	305.55	0.01296	0.1	9.5	18.11	0.59
Tr 1	4231	30.52	301.22	301.56	302.04	304.27	0.142335	7.03	4.22	14.6	4.24

Chapitre IV : Etude des écoulements

Tronçon	Station	Q 100 (m3/s)	cote fond oued (m)	N.L eau (m)	H critique (m)	N.L'énergie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	S. mouillée (m²)	L. Mouillée (m)	N.Froude
Tr 1	4063	30.52	296.04	296.68	297.32	299.53	0.066101	7.68	4.17	7.88	3.19
Tr 1	3931	30.52	296.13	296.74	297	297.61	0.020833	4.25	7.58	15.37	1.82
Tr 1	3854	30.52	294.2	296.02	295.25	296.1	0.000493	1.41	26.65	22.39	0.34
Tr 1	3668	30.52	295.11	295.76	295.76	296.01	0.00601	2.51	14.13	28.75	1
Tr 1	3475	30.52	291.09	291.17	291.71	294.6	0.169015	2.09	3.75	12.93	3.33
Tr 1	3298	30.52	286.45	288.22	287.38	288.28	0.000409	1.25	29.54	23.46	0.31
Tr 1	3174	30.52	287.15	287.94	287.94	288.21	0.005296	2.66	13.84	25.33	0.97
Tr 2	2084	30.52	285.16	285.5	285.99	288.91	0.198922	8.86	3.8	14.61	5.09
Tr 2	2059	30.52	283.47	283.91	284.29	285.56	0.06559	6.28	5.55	16.79	3.08
Tr 2	1942	30.52	281.87	282.31	282.6	283.32	0.037979	4.68	6.95	19.05	2.33
Tr 2	1865	30.52	278.72	279.35	279.89	281.46	0.049457	7.02	4.86	9.53	2.85
Tr 2	1778	30.52	274.52	277.26	275.59	277.28	0.000083	0.76	51.59	29.9	0.15
Tr 2	1714	30.52	276.09	276.96	276.96	277.25	0.005573	2.03	13.1	22.7	0.92
Tr 2	1641	30.52	274.2	276.8	275.04	276.82	0.000043	0.49	68.77	39.57	0.1
Tr 2	1513	30.52	275.98	276.6	276.6	276.79	0.005724	2.39	16.85	44.27	0.97
Tr 2	1370	30.52	266.7	266.97	267.56	274.66	0.616311	9.05	2.54	12.61	7.81
Tr 2	1292	30.52	267.32	267.66	267.9	268.43	0.02285	2	8.07	19.91	1.56
Tr 2	1031	30.52	264.95	265.64	265.88	266.44	0.024604	4.35	8.26	24.04	1.95
Tr 2	726	30.52	261.26	261.75	262.03	262.85	0.051067	5.14	6.75	22.65	2.67
Tr 2	572	30.52	257.55	257.75	258.14	259.29	0.054784	2.23	5.66	15.77	2.22
Tr 2	401	30.52	256.07	256.72	256.91	257.34	0.013717	3.8	9.13	18.1	1.51
Tr 2	214	30.52	252.65	252.99	253.32	254.64	0.095999	6.07	5.58	23.12	3.52

Chapitre IV : Etude des écoulements

IV.3.3 Identification des zones inondables : L'objectif de ce chapitre est de délimiter les zones inondables. En nous basant sur les résultats de la simulation précédente et en utilisant l'application RAS-Mapper intégrée à HEC-RAS version 5.07. **Figure IV.6** donne un aperçu global des inondations, soulignant que les débordements les plus importants surviennent principalement lors de la crue centennale. Les zones de débordement principales sont représentées en bleu ciel.



Figure IV 9: Identification des zones inondables dans la zone d'étude.

Source (ArcGis Word Imagery, 2024).

IV.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, une simulation d'écoulement a été réalisée pour évaluer la capacité des oueds à évacuer les crues dans leur état actuel. Les résultats indiquent que cette capacité est insuffisante pour contenir une crue centennale, ce qui est confirmé par les débordements observés dans la zone de l'oued. Ainsi, l'aménagement des masses d'eau s'avère essentiel pour se protéger contre les inondations et leurs conséquences.

Chapitre V

Etude des variantes d'aménagement

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.1 Introduction :

L'objectif principal de cette étude est d'assurer une protection efficace du centre-ville d'Ain Bouyahia contre les inondations. En s'appuyant sur les résultats obtenus dans les chapitres précédents, différentes solutions d'aménagement seront proposées afin de garantir une protection durable contre les crues.

V.2 Ecoulement dans les canaux à ciel ouvert :

V.2.1 Généralités :

Un canal est un cours d'eau, naturel ou artificiel, dont la surface est libre et soumise à la pression atmosphérique. On distingue deux catégories de canaux :

- **Canal naturel** : Cours d'eau existant à l'état naturel, façonné par l'érosion et les processus géologiques.
- **Canal artificiel** : Construction humaine creusée dans le sol ou aménagée à partir d'un cours d'eau existant, destinée à des usages précis et souvent régulée par des ouvrages hydrauliques.

V.2.2 types d'écoulement :

En fonction de l'évolution du tirant d'eau et de la vitesse dans le temps et dans l'espace, on distingue différents types d'écoulements.

- **Variabilité dans le temps :**

Lorsque la vitesse et la profondeur d'un écoulement, ainsi que ses autres caractéristiques, restent constantes dans le temps, on parle d'écoulement permanent. Dans le cas contraire, où ces paramètres évoluent au cours du temps, l'écoulement est dit non permanent

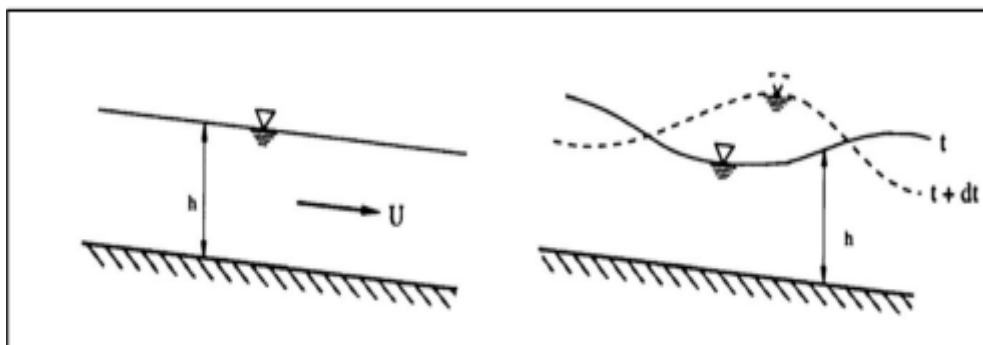


Figure V.1: schéma des écoulements permanant et non permanents.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

- **Variabilité dans l'espace :**

On considère qu'un écoulement est uniforme lorsque ses paramètres géométriques (pente, section) et hydrauliques (profondeur, vitesse, débit) restent constants tout au long du canal. Cette situation correspond à un équilibre parfait entre les forces agissant sur le fluide.

Si le débit Q dans un canal n'est pas constant, l'écoulement est varié. Dans ce cas, la pente du fond du canal et celle de la ligne d'énergie ne sont plus parallèles, ce qui indique des variations de la profondeur d'eau le long du canal.

- **Écoulement graduellement varié:** Un écoulement où la profondeur de l'eau change lentement le long du canal.
- **Écoulement rapidement varié:** Un écoulement où la profondeur de l'eau change rapidement et de manière significative le long du canal.

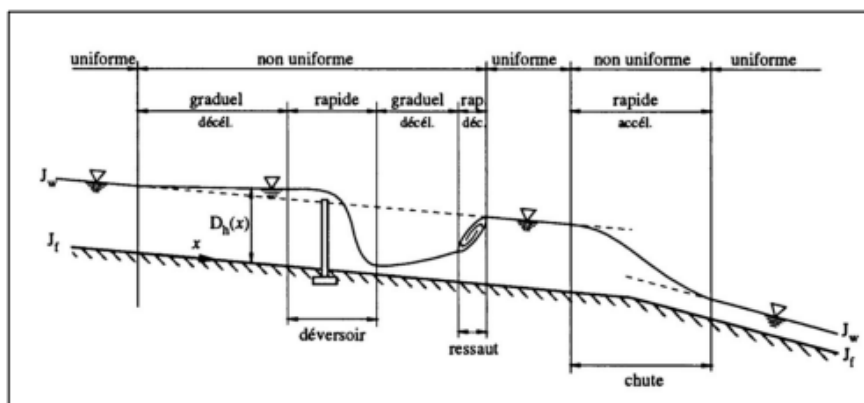


Figure V.2: schéma des écoulements uniforme et non-uniforme.

Source : (W.H. Graf, Hydraulique Fluviale)

V.2.3 Régime d'écoulement :

Le régime d'écoulement d'un fluide, qu'il soit laminaire, de transition ou turbulent, est directement lié à la valeur de son nombre de Reynolds. Ce nombre sans dimension exprime le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses dans l'écoulement. Un faible nombre de Reynolds indique un écoulement laminaire, ordonné, tandis qu'un nombre de Reynolds élevé correspond à un écoulement turbulent, caractérisé par des mouvements chaotiques.

- $Re < 2000$: régime laminaire
- $Re = 2000$ régime de transition
- $Re > 2000$: régime turbuelent

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.2.4 le type d'écoulement :

Le nombre de Froude est un critère déterminant pour classer un écoulement.

- **Le nombre de Froude** : le nombre de Froude représente physiquement le rapport entre la vitesse d'écoulement et la vitesse de propagation d'onde(S.Boualem).

$$Fr = \frac{v_{éc}}{\sqrt{g \cdot H}} \quad V.1 \quad (\text{pour les canaux rectangulaires})$$

$$Fr = \frac{v_{éc}}{\sqrt{g \cdot D}} \quad V.2 \quad (\text{pour les canaux di hydriques(circulaire..) : formule de Bousinesk})$$

Avec :

- ✓ **Vec** : la vitesse d'écoulement(m/s) ;
- ✓ **g** : accélération de la pesanteur(m/s²) ;
- ✓ **H** : le tirant d'eau(m) ;
- ✓ **D**=S/T étant le rapport entre la section mouillée est la largeur au miroir ;

Lorsque le nombre de Froude est inférieur à 1, l'écoulement est qualifié de fluvial (ou subcritique). Si le nombre de Froude est égal à 1, l'écoulement est critique. Enfin, si le nombre de Froude est supérieur à 1, l'écoulement est dit torrentiel (ou supercritique).

V.2.5 Dimensionnement des canaux

L'écoulement uniforme dans les canaux est caractérisé par un équilibre entre la gravité et les forces de résistance, qui augmentent avec la V². Un écoulement entrant lentement dans un canal subit une transformation progressive de son énergie potentielle en énergie cinétique sous l'action de la gravité. Cette transformation se poursuit jusqu'à ce que les pertes d'énergie par frottement équilibrent l'apport d'énergie due à la gravité, conduisant à un régime d'écoulement uniforme.

Les formules de Chézy et de Manning, établies depuis plus de deux siècles, sont les relations empiriques les plus couramment utilisées pour caractériser les écoulements uniformes dans les canaux et conduites. Leur simplicité d'utilisation, leur solidité théorique et leur efficacité éprouvée en font des outils incontournables pour les calculs hydrauliques, tant sur le plan conceptuel que pratique.

- **La formule de Chezy** :

La formule de Chézy, pionnière dans le domaine de l'hydraulique, propose une expression simple et efficace pour déterminer la vitesse moyenne V d'un écoulement uniforme dans un canal ou une conduite. Cette relation s'écrit :

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

$$V=C\sqrt{Rh.I} \quad V.3$$

En combinant cette formule avec l'équation de continuité ($Q = V.S$), on trouve :

$$Q=C\sqrt{Rh.I} .S \quad V.4$$

Avec :

- ✓ **C** : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s) ;
- ✓ **S** : section mouille (m²) ;
- ✓ **Rh** : rayon hydraulique, $Rh = S/P$ (m);
- ✓ **I** : pente de canal (mm/mm) ;

- **La formule de Mnannig –Strickler(Gauckler-Manning-Strickler):**

La formule de Manning-Strickler, développée par Robert Manning en 1891, est une relation empirique qui permet de calculer la vitesse moyenne V d'un écoulement uniforme dans un canal ouvert. Elle relie la vitesse V au coefficient de rugosité de Manning n , au rayon hydraulique Rh de la section mouillée et à la pente I du fond du canal. Cette formule, couramment utilisée en hydraulique, constitue une alternative à la formule de Chézy.

$$Q=\frac{1}{n}.S.Rh^{2/3}\sqrt{I} \quad V.8$$

Avec :

- ✓ **K =1/n** : coefficient de rugosité de STRICKLER, il est exprimé en fonction de la nature du matériau du canal ;

La formule de Manning-Strickler étant la plus couramment utilisée pour les écoulements uniformes en canaux ouverts, nous l'adopterons pour nos calculs.

La figure suivante présente les Caractéristiques géométriques des sections mouillées des canaux.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

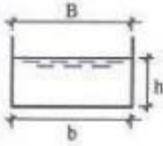
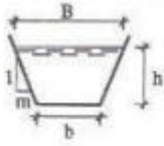
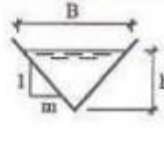
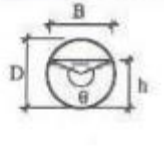
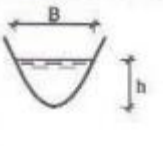
					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Surface S	$b h$	$(b + mh)h$	mh^2	$\frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) D^2$	$\frac{2}{3} B h$
Périmètre mouillé P	$b + 2h$	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2} \theta D$	$B + \frac{8}{3} \frac{h^2}{B} *$
Rayon hydraulique R_h	$\frac{b h}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2} *$
Largeur B	b	$b + 2mh$	$2mh$	$\frac{(\sin \theta/2) D}{2 \sqrt{h (D-h)}}$	$\frac{3}{2} \frac{S}{h}$
Profondeur hydraulique D_h	h	$\frac{(b + mh) h}{b + 2mh}$	$\frac{1}{2} h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta/2} \right] \frac{D}{8}$	$\frac{2}{3} h$

Figure V.3: Caractéristiques géométriques des canaux.

Source : Chenaoui Bekhta, 2021 Chlef.

V.3 Principes d'aménagement :

Les aménagements pour la protection contre les inondations sont des structures conçues pour éliminer les débordements à proximité des zones à risque (qu'elles soient humaines, économiques, etc.). Lorsqu'il s'agit de protéger contre les crues et les inondations, deux approches sont généralement envisagées : la protection dite directe et la protection indirecte, selon le type de menace à traiter.

V.3.1 Protection indirecte : La protection indirecte consiste à intervenir en amont ou à une certaine distance du site vulnérable, en construisant des ouvrages de dérivation des oueds à l'origine des inondations, pour rediriger les eaux vers des bassins de rétention situés en dehors de la zone à protéger.

V.3.2 Protection directe : La protection directe, quant à elle, implique des interventions immédiates sur les sites menacés. Cela inclut la mise en place d'infrastructures appropriées qui peuvent réduire de manière significative les effets destructeurs des crues. Plusieurs techniques d'aménagement peuvent être employées, parmi lesquelles :

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

- **Recalibrage du cours d'eau :** Cette technique consiste à modifier la géométrie du lit du cours d'eau, notamment en abaissant le niveau du fond ou en augmentant la section transversale, afin d'accroître la capacité hydraulique du tronçon concerné.
- **Endiguement du cours d'eau :** L'endiguement implique l'élévation des berges pour prévenir le débordement des eaux. Cette méthode permet de préserver davantage d'espace pour les activités agricoles et l'urbanisation, en augmentant la capacité du cours d'eau à transporter des volumes d'eau supérieurs à son niveau normal sans provoquer de débordement.
- **Reboisement et techniques végétales :** Le reboisement repose sur la sélection des types de plantes et d'arbres adaptés à la nature du sol et au climat de la région.

Ces techniques visent à stabiliser les berges grâce à la couverture végétale, réduisant ainsi l'érosion et limitant le transport de sédiments dans l'eau, ce qui contribue à améliorer la qualité de l'eau.

- **Lit artificiel :** « Canal bétonné, enrochement, gabionnage, matelas Reno »

Il s'agit de renforcer et de stabiliser les berges et le lit de l'oued à l'aide de différentes techniques telles que le béton armé, les blocs de roches, le gabionnage ou l'utilisation de matelas Reno. Ces méthodes, bien que coûteuses, sont fréquemment employées dans les zones urbaines en raison de leur adaptabilité aux caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

V.4 Propositions de variantes d'aménagement : En s'appuyant sur les conclusions du chapitre précédent, le tableau ci-dessous récapitule l'état des tronçons.

Tableau V.1: description des tronçons de l'oued.

Tronçon	Etat actuel	Vocation
1	Non aménagé	Moyennement urbanisé
2	No aménagé	Fortement urbanisé
3	No aménagé	Fortement urbanisé

V.4.1 Variante 01 : Canal trapézoïdale en béton armé

La première variante proposée consiste à concevoir un canal en béton armé de forme trapézoïdale, avec un talus ayant un coefficient de Manning de $m = 0,577$, ce qui représente la section la plus avantageuse, et un angle de 60° pour faciliter sa mise en œuvre sur le terrain. Le choix de la section trapézoïdale se justifie par plusieurs raisons : sa construction rapide et économique, son adaptation aux formes naturelles du terrain, sa capacité à assurer un écoulement efficace et sa stabilité, en particulier lorsqu'elle est réalisée en béton armé.

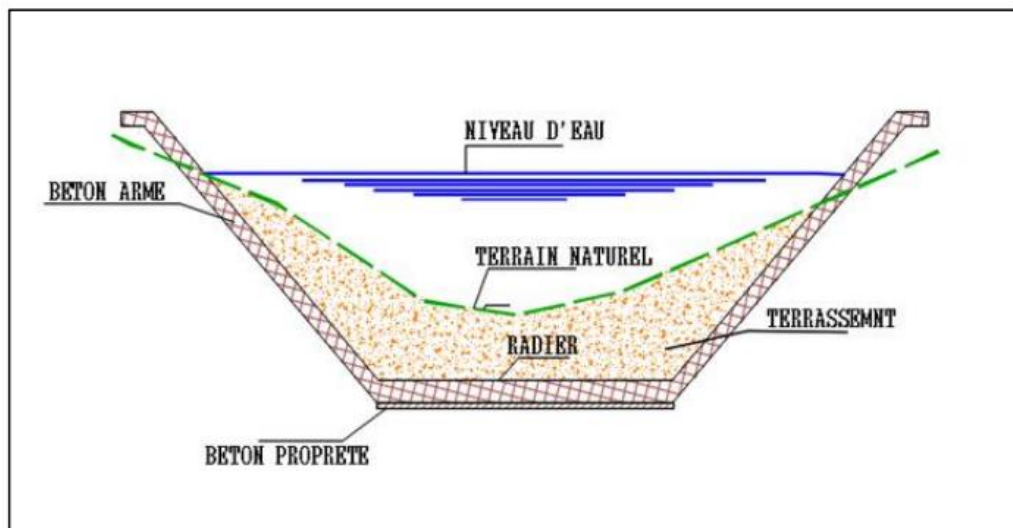


Figure V.4: Caractéristiques géométriques des canaux.

- **Avantages :**
 - Longue durée de vie.
 - Facilité de nettoyage et de curage.
 - Matériaux de construction facilement disponibles.
 - Formes adaptées à l'environnement urbain.
- **Inconvénients :**
 - Coût élevé des travaux de génie civil.
 - Faible adaptabilité dans les zones à forte pente et à écoulement rapide.
 - Faible rugosité de surface.
 - Risque de fissuration du revêtement dû au tassement des remblais.
 - Impact négatif sur la diversité écologique et l'autoépuration du cours d'eau.
 - Limite l'interaction et les échanges entre la nappe phréatique et le cours d'eau.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.4.1.1 Choix des paramètres de dimensionnement :

- **La pente du projet** : Afin de réduire au minimum les volumes de terre à déplacer lors de la construction du canal, une pente moyenne optimale a été choisie pour chaque tronçon (0,48% pour le tronçon 01, 0,44% pour le tronçon 02 et 0,46% pour le tronçon 03). Ces valeurs ont été déterminées avant de procéder aux calculs hydrauliques détaillés du canal.
- **La vitesse d'érosion** : Afin d'assurer la durabilité de l'ouvrage de protection, les pentes ont été calculées pour garantir une vitesse d'écoulement inférieure à la vitesse limite d'érosion du revêtement, permettant ainsi de résister aux forces exercées par l'eau.

Tableau V.2: Vitesse limite selon le matériau du lit.

La nature du revêtement	La vitesse limite (m/s)
Pavage de pierre a une couche	2,50-4,00
Gabion	4,00-6,00
Revêtement en béton	6,00-10,00
Béton amélioré	< 10,00

Source : Degoutte, 2012.

- **Le coefficient de rugosité** : La rugosité du canal, un paramètre influencé par la nature du revêtement, est un élément clé dans les calculs hydrauliques. Les valeurs de rugosité pour différents types de revêtements sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.3: valeurs de coefficient de rugosité n.

La nature du lit ou du revêtement	Valeur de rugosité n
Canal avec revêtement en béton	0.014
Canal en terre	0.022
Canal en pierres sèches	0.025
Canal en gabions	0.030

Source : Chen et Coton, 1986

Suite à l'établissement des critères de dimensionnement, nous emploierons le logiciel FlowMaster pour dimensionner le canal trapézoïdal. Ce logiciel, reconnu pour ses capacités de simulation numérique en hydraulique, nous permettra de modéliser et d'analyser le comportement hydraulique de ce type de canal, en tenant compte des différentes pertes de charge et des conditions aux limites.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Afin de minimiser les déblais et remblais, trois pentes de projet ont été retenues pour chaque tronçon. Les dimensions des canaux en dur qui en résultent sont détaillées dans les figures suivantes :

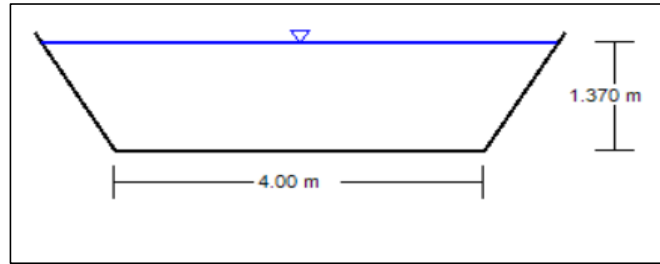


Figure V.5: Dimensions du canal du tronçon 1.

Les dimensions du canal sont :

- Hauteur d'eau : 1.37m
- Largeur au fond : 4m
- Pente : 0.0048

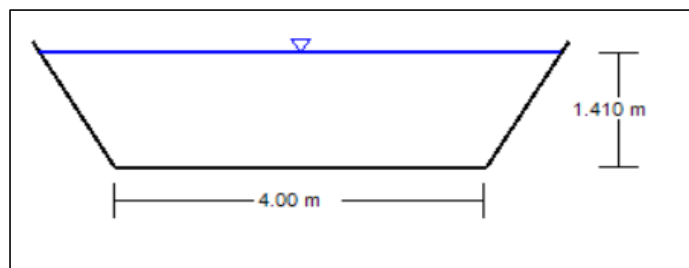


Figure V.6: Dimensions du canal du tronçon 2.

Les dimensions du canal sont :

- Hauteur d'eau : 1.41m
- Largeur au fond : 4m
- Pente : 0.0044

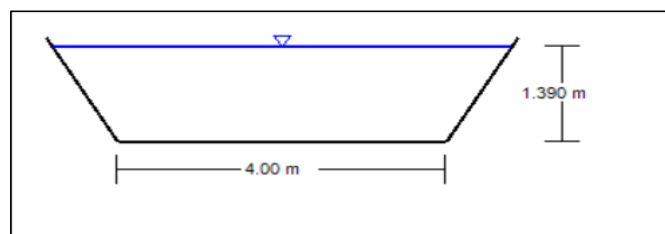


Figure V.7: Dimensions du canal du tronçon 3.

Les dimensions du canal sont :

- Hauteur d'eau : 1.39m
- Largeur au fond : 4m
- Pente : 0.0046

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

La revanche :

La revanche est une hauteur supplémentaire ajoutée au niveau d'eau calculé pour garantir la sécurité des ouvrages et des biens riverains. Elle permet de prendre en compte les variations naturelles du cours d'eau, telles que la formation de vagues, l'évolution du lit et les débits extrêmes, ainsi que l'accumulation de sédiments au fil du temps. La détermination de cette hauteur fait l'objet de diverses approches. En Suisse, les normes en vigueur préconisent des valeurs minimales de revanche respectivement égales à 1 mètre sous les ponts, entre 0,5 et 1 mètre dans les ruisseaux, entre 0,8 et 1 mètre dans les fleuves et rivières, et entre 1,5 et 2,5 mètres dans les torrents.

La revanche peut être donnée par le tableau suivant :

Tableau V.4: les valeurs de la revanche

Débit (m ³ /s)	$Q < 0,75$	$0,75 < Q < 1,5$	$1,5 < Q < 1,8$	$Q > 8,5$
Revanche(m)	0,45	0.6	0.75	0.9

Source : Chaudry, 2008.

La marge de sécurité varie en fonction de la taille du canal. Elle est généralement comprise entre 30 cm pour les petits canaux et 60 à 120 cm pour les grands. Pour tous les tronçons, nous appliquerons une revanche de 0,5 mètre.

V.4.1.2 les paramètres d'écoulement :

L'aménagement a été réalisé sur l'ensemble de la zone concernée, car presque toutes les sections transversales indiquent une inondation en cas de crue centennale. Les paramètres d'écoulement seront calculés à l'aide du logiciel HEC-RAS.

Les profils en travers :

Les simulations numériques réalisées avec HEC-RAS montrent que les sections en travers du canal projeté offrent une capacité hydraulique suffisante pour évacuer un débit correspondant à une crue centennale. Les résultats de ces simulations sont présentés graphiquement dans les figures ci-après :

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

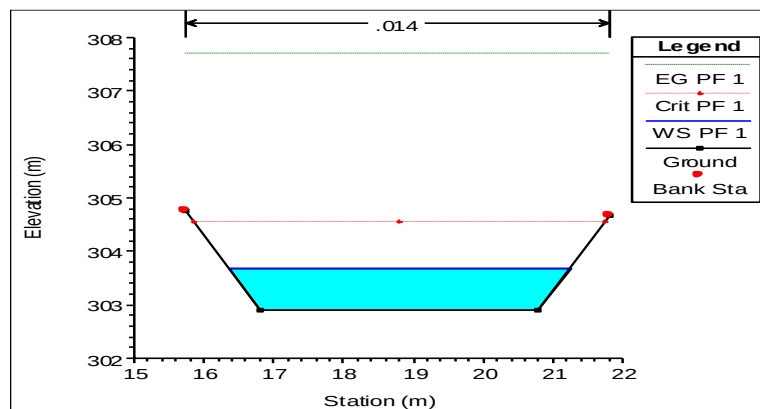


Figure V.8: La section 3174 du tronçon 1 Après aménagement.

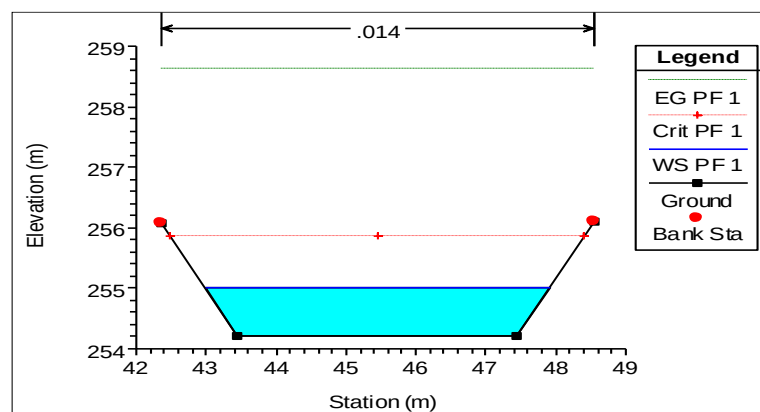


Figure V.9: La section 1289 du tronçon 2 Après aménagement.

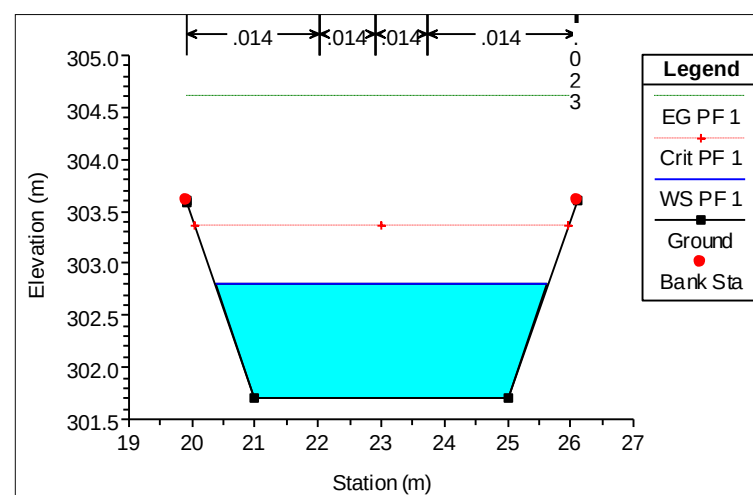


Figure V.10: La section 1087 du tronçon 3 Après aménagement.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Interprétation des résultats :

Dans le tronçon 01 :

D'après le nombre de Froude, l'écoulement est de type torrentiel ($Fr > 1$). Par ailleurs, la vitesse de l'écoulement, qui reste inférieure à 10 m/s, est compatible avec un revêtement en béton, réduisant ainsi les risques d'érosion et d'usure. Le périmètre mouillé atteint un maximum de 5.92 m. Sur le plan technique, le canal trapézoïdal en béton armé constitue une solution efficace pour se protéger contre une crue centennale.

Dans le tronçon 02 : Le nombre de Froude indique un écoulement de type torrentiel ($Fr > 1$). De plus, la vitesse d'écoulement, inférieure à 10 m/s, est compatible avec un revêtement en béton, limitant ainsi les risques d'érosion et d'usure. Le périmètre mouillé atteint un maximum de 6.28 m. D'un point de vue technique, le canal trapézoïdal en béton armé représente une solution fiable pour se protéger contre une crue centennale.

Dans le tronçon 03 : Les résultats de simulation montrent un nombre de Froude ($Fr > 1$) qui confirme un type d'écoulement torrentiel. La vitesse maximale de l'écoulement est inférieure à (10 m/s), n'excède pas les limites admissibles pour un revêtement en béton, garantissant ainsi la durabilité de l'ouvrage. Le périmètre mouillé maximal est de 6.02 m, confère au canal une capacité hydraulique suffisante pour évacuer les débits générés par une crue centennale.

V.4.1.3 Estimation du cout de la variante :

L'épaisseur du revêtement en béton des parois et voiles du canal trapézoïdal est estimée entre 20 cm et 25 cm (Hadj Sadok.A). Il est recommandé d'utiliser une épaisseur de 5 à 10 cm pour le béton de propreté, afin d'éviter le contact des armatures avec le sol, de garantir une surface de travail propre, stable et sans terre, et de prévenir toute contamination du béton de fondation par le sol.

- calcul de volume de béton dosé à 350 kg/m³ :

$$V_b = (S_r + S_b) \cdot L \quad V.9$$

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Avec :

- ✓ **Sr** : la surface du radier en m^2 ($Sr=er.B$). On prend $er=25\text{ cm}$;
- ✓ **B** : la largeur du radier en ;
- ✓ **Sb** : la surface des berges en m^2 ($Sb=eb.2.H. \sqrt{1 + m^2}$). On prend $eb=25\text{cm}$;
- ✓ **H** : hauteur du canal en m ;
- ✓ **L** : la longueur d'aménagement en m ;

En aménagement, le béton dosé à 350 kg/m^3 est largement utilisé pour les raisons suivantes :

- Résistance : il offre une bonne solidité, adaptée aux aménagements urbains et paysagers.
- Durabilité : il garantit une longue durée de vie.
- Imperméabilité: ce béton combine une forte imperméabilité avec un excellent rapport performance/coût.
- Facilité de mise en œuvre: il présente une bonne ouvrabilité et est facile à mettre en place sur chantier.

Le dosage de 350 correspond à une quantité de 350 kg de ciment par m^3 . Il s'agit d'un dosage standard et traditionnel pour les ouvrages hydrauliques, bien qu'il puisse être ajusté en fonction des performances et des fonctionnalités requises.

▪ Calcul de volume de béton de propreté :

Il se calcule de la même manière que le béton armé, à l'exception de l'épaisseur qui est de 0,1 m. Le dosage varie entre 150 kg/m^3 et 250 kg/m^3 , étant donné qu'il n'a pas de vocation structurelle.

Le coût de la variante du canal trapézoïdal en béton armé est déterminé en fonction des quantités de terrassements calculées à l'aide du logiciel HEC-RAS.

Tableau V.5: le devis quantitatif et estimatif de la variante canal trapézoïdal en béton armé.

Désignation des travaux		unité	quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
terrassements	Déblai	M^3	18256	250,00 ,00	4564000
	Remblai	M^3	4893	700,00	3425100
Béton de propreté dosé à $150\text{-}250\text{kg/m}^3$		M^3	2433.948	8.000,00	19471584
béton dosé à 350 kg/m^3		M^3	6875.49	32.000,00	220015680
Montant					247476364

V.4.2 Variante 02 canal en enrochement :

Constitués de blocs de pierre naturelle ou d'éléments préfabriqués en béton, les enrochements sont largement employés dans les travaux maritimes et fluviaux pour prévenir l'érosion des berges et des ouvrages, ainsi que pour limiter la pénétration de la houle et réduire les risques d'inondation

En d'autres termes, l'enrochement est une technique de stabilisation des sols qui consiste à utiliser de grands blocs de pierre ou de roche pour construire une structure de soutènement. Ces roches sont disposées de façon méthodique afin de former une structure robuste, capable de résister à la pression exercée par le sol et l'eau. La dimension des blocs doit être déterminée en tenant compte de la vitesse du courant, de la profondeur du lit, de la pente des berges et des caractéristiques du cours d'eau.

L'installation d'un filtre géotextile sous les enrochements est indispensable après le nivellement de la surface. Placé sous une couche de sable, il permet de combler les irrégularités et d'obtenir un terrain homogène, sans zones dures susceptibles de déchirer le géotextile. Cette mesure prévient l'enfoncement des pierres dans le sol, garantit une structure plus stable et durable, protège les berges sujettes à une forte érosion, et stabilise la fine couche de sol. Elle contribue également à prévenir les glissements de terrain et empêche la croissance des mauvaises herbes entre les rochers grâce à l'utilisation d'une toile non biodégradable.

- **Avantages :**

- Grande résistance.
- Protection efficace contre les glissements de terrain et les éboulements.
- Préservation du sol face à l'érosion dans les zones à fort débit.
- Réduction de la vitesse de l'eau en dissipant son énergie.
- Intégration harmonieuse dans l'environnement fluvial.

- **Inconvénients :**

- L'épaisseur inappropriée de l'enrochement peut réduire la section d'écoulement prévue, ce qui peut influencer les niveaux d'eau, constituant ainsi un enjeu important.
- Un usage incorrect de l'enrochement peut aggraver l'érosion.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.4.2.1 Dimensionnement :

On a fixé un fuit de talus de 2/1,5 pour un angle de $36,86^\circ$.

Les figures ci-jointes donnent les caractéristiques dimensionnelles des canaux :

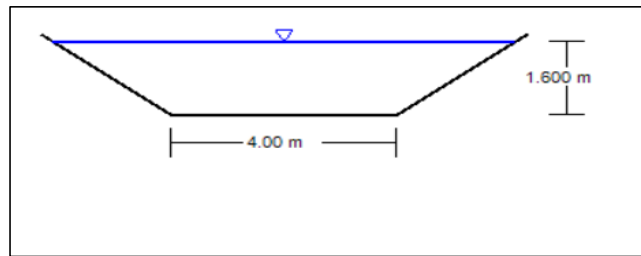


Figure V.11: Dimensions du canal en enrochement du tronçon 1.

Les dimensions du canal sont :

- Hauteur d'eau : 1.6m
- Largeur au fond : 4m
- Pente : 0.0048

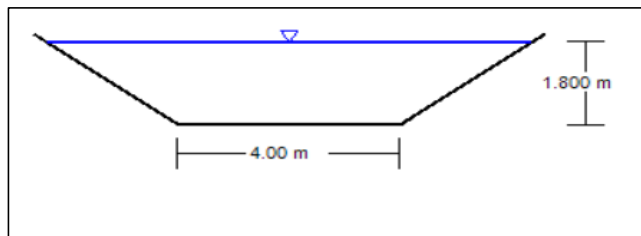


Figure V.12: Dimensions du canal en enrochement du tronçon 2.

Les dimensions du canal sont :

- Hauteur d'eau : 1.8m
- Largeur au fond : 4m
- Pente : 0.0044

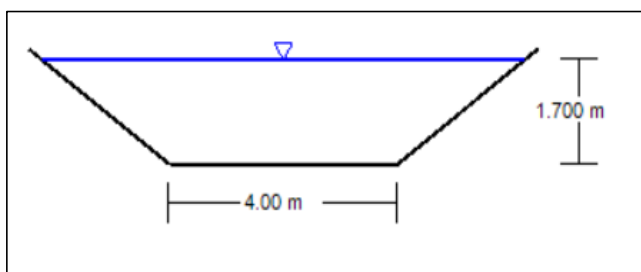


Figure V.13: Dimensions du canal en enrochement du tronçon 3.

Les dimensions du canal sont :

- Pente : 0.0046
- Hauteur d'eau : 1.7m
- Largeur au fond : 4m

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

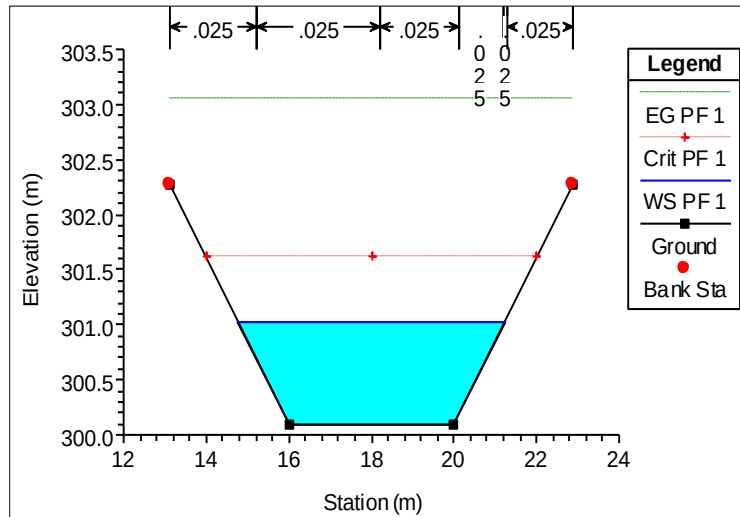


Figure V.16: La section 948 du tronçon 3 Après aménagement.

Interprétations des résultats :

Le type d'écoulement, déterminé par le nombre de Froude, est de nature mixte, avec une prédominance de l'écoulement fluvial dans les trois tronçons. La vitesse de l'eau varie entre 2,53 m/s et 4,80 m/s, restant dans des limites gérables pour le système envisagé. Sur le plan technique, le canal revêtu d'enrochements offre une solution robuste et adaptée, garantissant une protection efficace contre les crues exceptionnelles et réduisant les risques d'érosion ou de déstabilisation des berges.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.4.2.3 le calcul de volume d'enrochement :

Le volume de l'enrochement sera déterminé en fonction du diamètre médian des roches à empiler sur le fond et les berges.

▪ Conception du canal en enrochement :

L'enrochement est une méthode fréquemment utilisée pour stabiliser les berges et le fond des cours d'eau. Elle consiste à empiler des roches massives, provenant de carrières, sans les lier entre elles, tout en maintenant une inclinaison modérée des talus pour garantir la stabilité de la structure. La largeur à la base doit être au moins égale à la moitié de la hauteur de l'enrochement. De plus, les roches sélectionnées doivent être suffisamment volumineuses et de calibre uniforme.

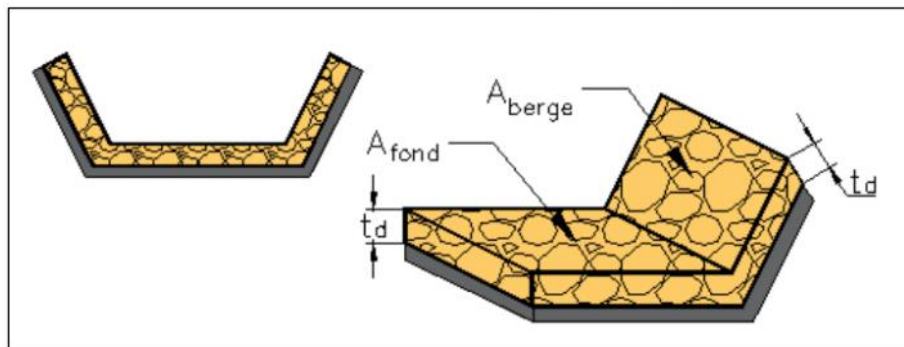


Figure V.17: Canal en enrochement.

➤ Epaisseur orthogonale théorique t_d (m) :

$$t_d = n \cdot D_{50} \quad \text{V.13}$$

➤ Volume globale de dimensionnement :

$$V_{b,d} = A \cdot t_d \quad \text{V.14}$$

Avec :

- ✓ **n** : nombre de couche $n = 1$;
- ✓ **D50** : Diamètre médian ou moyen. D50(mm) ;
- ✓ **A** : Aire (surface) (m^2) ;
- ✓ **L** : la longueur de chaque tronçon ;

➤ Les sections d'enrochement :

$$A = L \cdot l_{\text{talus}} \quad \text{V.15}$$

$$l_{\text{talus}} = h \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{V.16}$$

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

▪ Résistance à la vitesse du courant:

La vitesse limite du début d'entraînement correspond à la vitesse en dessous de laquelle les pierres de l'enrochement restent stables. Elle dépend du poids des pierres, de la pente de la berge et du tirant d'eau. La méthode qui sera présentée consiste d'abord à calculer la taille des blocs sur un fond plat (ou à faible pente), puis à ajuster cette taille en fonction de la pente du talus.

Pour déterminer les dimensions des blocs, l'une des approches possibles est celle de la formule d'Isbash, qui calcule le diamètre médian des blocs pour une protection en enrochement sur fond plat ou à faible pente, en fonction du carré de la vitesse du courant près du revêtement.

$$d = 0,7 \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \frac{U^2}{2g} = 0,364 \text{ m} \quad \text{V.17}$$

Le diamètre moyen de la protection du fond est de $d_{50} = 0,85 \times 0,364 = 0,309 \text{ m}$, ce qui implique l'utilisation de blocs de pierres de :

$$D_{\min} = 0,7 \cdot 0,364 = 0,255 \text{ m} < d_{50} = 0,309 \text{ m} < D_{\max} = 1,4 \cdot 0,364 = 0,509 \text{ m}$$

Il sera calculé pour un écoulement fortement turbulent, tel qu'un élargissement soudain de la section ou un contact avec un ressaut par la relation suivantes.

$$d = 1,4 \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad \text{V.18}$$

Avec :

- U : vitesse du courant au voisinage du revêtement (en m/s). La vitesse moyenne de l'écoulement des 3 tronçons est de 3,33 m/s ;
- G : accélération de la pesanteur, soit 9,81 m/s² ;
- γ_w : poids volumique spécifique de l'eau, égal à 10 kN/m³ ;
- γ_s : poids volumique spécifique des roches ou blocs, généralement de l'ordre de 26 à 27 kN/m³.
On remarque que ce paramètre influence la taille des roches (le D₅₀ diminue avec l'augmentation de γ_s et de l'angle β).

Pour les roches posées sur un talus, Lane a proposé de diviser le diamètre calculé pour un fond

plat par le facteur suivant : $K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}}$

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

où ϕ est l'angle d'équilibre limite de l'enrochement sans écoulement, et β est l'angle formé par le talus avec l'horizontal. Par mesure de sécurité, l'angle ϕ est considéré comme l'angle de repos, compris entre 37° et 45° , et une moyenne de 40° est retenue pour un rapport $\frac{\gamma_s}{\gamma_w} = 2,6$.

$$\text{Ainsi, } K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 36,86^\circ}{\sin^2 40^\circ}} = 0,36 \quad \text{V.19}$$

Le diamètre moyen des blocs pour la protection des talus est calculé comme suit :

$d = (0,364 / 0,36) \cdot 0,85 = 0,86 \text{ m}$. Ce diamètre peut être normalisé en fonction des blocs disponibles sur le marché algérien.

$$D_{\min} = 0,7 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ m} < d_{50} = 0,9 \text{ m} < D_{\max} = 1,4 \cdot 0,9 = 1,26 \text{ m}$$

- **Le choix de la géotextile :**

Il existe plusieurs types de grammages et de densités. Un grammage élevé indique une meilleure capacité de barrière du géotextile, car il est plus épais, ce qui le rend plus efficace contre les mauvaises herbes et plus résistant à la déchirure.

Le géotextile est utilisé sous l'enrochement afin de :

- **Renforcer et stabiliser le sol** : Grâce à sa capacité à se déformer sous de fortes pressions, le feutre géotextile renforce la stabilité du sol. Il offre également une résistance face aux variations de température et aux conditions climatiques extrêmes (gel, chaleur intense).
- **Empêcher la croissance des mauvaises herbes** : Fini le désherbage fréquent qui peut déstabiliser les roches empilées. Le feutre géotextile bloque la croissance des mauvaises herbes ainsi que des racines qui envahissent le terrain.
- **Filtrer l'eau** : Il est particulièrement efficace pour stabiliser le sol tout en filtrant l'eau, en empêchant le passage des particules.
- **Conserver l'humidité du sol** : Grâce à sa perméabilité à l'eau et à l'air, le géotextile aide à maintenir l'humidité du sol, permettant ainsi aux végétaux de bénéficier d'un apport en eau constant.
- **Drainage du sol** : Le géotextile permet d'assurer un bon drainage en évitant la stagnation de l'eau, en facilitant son écoulement et en garantissant une répartition uniforme. Il est particulièrement efficace sur les surfaces planes ainsi que sur celles en pente.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

- **Le feutre géotextile lutte contre l'érosion des sols** : Dans notre cas, nous recommandons un géotextile non biodégradable et non tissé, qui est plus souple que le géotextile tissé et permet une circulation facile de l'eau. Composé de polypropylène et de polyester, il est proposé avec un grammage de 90 g/m², car il résiste mieux aux charges lourdes, tout en étant plus épais et perméable.

Il est conditionné sous forme de rouleaux, dont les dimensions peuvent varier en fonction des modèles. .

$$S_{\text{géo}} = (b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}) \cdot L \quad \text{V.20}$$

Avec :

- b : la largeur de la tranchée en mètres.
- L : la longueur de l'aménagement en mètres.
- m : facteur de talus, dans notre cas m = 2.
- S_{géo} : la surface à recouvrir en géotextile en mètres carrés.
- h : la hauteur du canal en mètres.

Chaque bande de géotextile doit chevaucher celle voisine sur 20 à 30 cm pour bloquer efficacement les repousses. Un chevauchement plus large peut être nécessaire si le géotextile est installé sur un sol très instable. Ce chevauchement peut être réalisé à l'aide d'agrafes ou par la méthode de tuilage. Cette étape n'est pas obligatoire pour les matériaux lourds (gravier), car leur poids est suffisant pour maintenir la toile en place.

Dans notre cas, il est nécessaire de recouvrir une surface de 32213.54 m².

Tableau V.6: sections d'enrochements.

		L(m)	l(m)	A(m ²)
Tronçon 01	Fond	939.82	4	3759.28
	Talus gauche	939.82	4.7	4417.154
	Talus droit	939.82	4.7	4417.154
Tronçon 02	Fond	946.77	4	3787.08
	Talus gauche	946.77	5.14	4866.397
	Talus droit	946.77	5.14	4866.397
Tronçon 03	Fond	441.19	4	1767.6
	Talus gauche	441.19	4.91	2166.242
	Talus droit	441.19	4.91	2166.242

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Le volume d'enrochement utilisé pour la protection du fond et des talus de l'Oued est présenté dans le tableau suivant :

Tableau V.7: volume d'enrochement.

		n	D50(m)	td(m)	A(m ²)	V(m ³)
Tronçon 01	Fond	1	0,400	0,400	3759.28	1503.712
	Talus gauche	1	0,900	0,900	4417.154	3975.43
	Talus droit	1	0,900	0,900	4417.154	3975.43
Tronçon 02	Fond	1	0,400	0,400	3787.08	1514.832
	Talus gauche	1	0,900	0,900	4866.397	4379.75
	Talus droit	1	0,900	0,900	4866.397	4379.75
Tronçon 03	Fond	1	0,400	0,400	1767.6	707.04
	Talus gauche	1	0,900	0,900	2166.242	1949.61
	Talus droit	1	0,900	0,900	2166.242	1949.61
Volume total						24335.164

V.4.2.4 Estimations du cout de la variante :

Vous trouverez ci-dessous le détail des coûts pour l'aménagement par l'enrochement

Tableau V.8: le devis quantitatif et estimatif de la variante canal en enrochement.

Désignation des travaux		unité	quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
terrassements	Déblai	M ³	41559	250,00	10389750
	Remblai	M ³	9536	700,00	6675200
Géotextile non tissé composé de fibres de polypropylène unies par aiguilletage		M ²	32213.54	800,00	25770832
L'enrochement		M ³	24335.164	4800,00	116808787.2
Montant					159644569.2

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.5 Choix de la variante d'aménagement :

V.5.1 Critères d'évaluation :

Le choix de la variante sera déterminé en fonction de plusieurs critères :

- Efficacité hydraulique : évalue le potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique offert par les solutions envisagées.
- Faisabilité technique : considère le niveau de complexité lié à la réalisation de l'aménagement.
- Enjeux environnementaux : prend en compte l'utilisation des sols environnants (zones urbaines, agricoles, etc.) ainsi que les contraintes ou atouts environnementaux existants.
- Durabilité : mesure la longévité de l'aménagement proposé.
- Facilité d'entretien : analyse l'ampleur et la fréquence des opérations d'entretien nécessaires.
- Coût : estime le budget requis pour la construction.

V.5.2 La variante retenue :

Les deux variantes semblent capables d'évacuer le débit de crue sans risque de débordement. Cependant, d'un point de vue économique, la variante du canal en enrochements est plus avantageuse que la variante du canal en béton armé.

Donc on opte pour la variante 02 canal en enrochements car :

- Une bonne solidité avec une grande résistance.
- Un Entretien réduit.
- Moins d'impact environnemental.
- Coût de réalisation modéré.
- Une longue durabilité.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

V.6 Conclusion :

Afin de faire face au risque d'inondation, deux variantes d'aménagement ont été envisagées pour protéger le centre-ville d'Ain Bouyahia. L'étude technicoéconomique a permis de retenir l'enrochement comme solution la plus adaptée. Cette approche, garantira la sécurité des biens et des personnes, tout en préservant l'environnement.

L'étape suivante consistera à estimer quantitativement le projet et à planifier l'organisation du chantier, afin de garantir une exécution des travaux d'aménagement de l'Oued de manière à la fois logique et économique.

Chapitre VI :

Mangement de Projet

Chapitre VI : Management de projet

VI.1 Introduction :

Le management de projet ou l'organisation de chantier désigne l'ensemble des mesures prévues pour élaborer un projet dans les meilleures conditions possibles. Elle permet une utilisation optimale de la main-d'œuvre ainsi que des autres ressources mobilisées, afin de gérer le chantier tout en garantissant la sécurité.

VI.2 Généralité sur les chantiers :

VI.2.1 Différent type de chantier :

Dans le domaine de la réalisation et des chantiers, on distingue trois types de chantiers en fonction de la durée et du nombre de travailleurs, comme l'illustre le **Tableau IV.1**

Tableau VI 1: Différent types de chantiers avec leurs caractéristiques.

Chantier	Caractéristiques
Type 1	Chantier d'une durée inférieure à 15 jours peu importe le nombre de travailleurs.. ou de 15 jours à 4 mois avec un maximum de 20 travailleurs.
Type 2	Chantier d'une durée de 15 jours à 4 mois, avec plus de 20 travailleurs.
Type 3	Chantier d'une durée supérieure à 4 mois. peu importe le nombre de travailleurs

VI.2.2 Organisation technique de la préparation des travaux

Les opérations fondamentales de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique débutent par l'élaboration des documents nécessaires, qui autorisent l'organisme à entreprendre les travaux de construction.

Voici les différentes étapes à suivre pour l'organisation technique de la préparation :

- **Période de préparation:** Cette étape implique la définition de l'ordre chronologique et de la cadence pour l'exécution des travaux, en tenant compte des qualités et des quantités requises.
- **Mesure d'approvisionnement du chantier :** Cette phase concerne la planification et la gestion de l'approvisionnement en matériaux de construction, en précisant les lieux de livraison et les spécifications de qualité.

Chapitre VI : Management de projet

VI.2.3 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux de construction du projet, il est essentiel de clarifier les rôles et les responsabilités de chaque intervenant impliqué dans le processus de construction.

Le maître de l'ouvrage :

Il s'agit d'une entité, qu'elle soit une personne physique ou morale, pour laquelle les travaux sont réalisés. Cette entité a pour rôle de définir les objectifs à atteindre, de conclure les contrats et de régler les situations financières liées aux travaux.

Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour concevoir le projet, élaborer le dossier de consultation des entreprises, aider le maître d'ouvrage à évaluer les offres, surveiller l'exécution des travaux, et proposer leur réception et leur règlement, après avoir préparé les décomptes.

L'entrepreneur :

Il s'agit d'une personne physique ou morale qui, en tant que titulaire d'un contrat de travaux signé avec le maître d'ouvrage, est responsable de l'exécution des travaux et, dans certains cas, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur assume la responsabilité du chantier et de l'ouvrage en construction jusqu'à la réception provisoire.

L'organisme de contrôle technique :

Il est chargé de vérifier et d'approuver les plans soumis par le maître d'œuvre avant le début des travaux de construction. Il est également responsable du contrôle des agrégats utilisés et de la supervision de l'exécution de l'ouvrage.

IV.2.4. Préparation des travaux et mise en place du chantier :

L'implantation d'un chantier requiert des terrains suffisamment vastes pour aménager diverses zones de stockage, établir des pistes pour la circulation des engins, ainsi que pour les occupations progressives par les locaux, les équipements et les postes de travail fixes. Les installations suivantes peuvent être distinguées :

Chapitre VI : Management de projet

Installations pour le personnel :

En générale, les installations pour le personnel incluent des dortoirs pour l'hébergement, des réfectoires pour les repas, des installations sanitaires pour les besoins quotidiens, ainsi que des bureaux de chantier pour la gestion administrative et opérationnelle. Ces espaces sont essentiels pour assurer le confort et l'efficacité du personnel sur le chantier.

Installations réservés au stockage des matériaux :

Les ciments sont stockés soit dans des silos métalliques, soit dans des installations temporaires en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être entreposés en extérieur, mais il est crucial de les séparer afin d'éviter toute contamination croisée et de faciliter le dosage du béton. Il est donc recommandé d'organiser des zones de stockage distinctes pour chaque type d'agrégat. Les barres d'acier, quant à elles, doivent être entreposées dans des baraquements ou des hangars afin de prévenir leur oxydation et de préserver leur intégrité.

Installations pour l'entretien et à la réparation des engins :

En règle générale, les réparations majeures ne sont pas réalisées directement sur le chantier. Toutefois, il est essentiel de disposer d'un atelier bien équipé pour garantir l'entretien régulier et effectuer les réparations d'urgence nécessaires sur les équipements. Cet atelier doit être suffisamment aménagé pour gérer efficacement les réparations courantes et assurer la disponibilité optimale des matériels sur le site.

Installations pour la préfabrication :

Cette installation se compose de hangars équipés des outils nécessaires pour la fabrication des éléments de construction, comme les poutres, les dalles et les conduites.

VI.3 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Le calcul est effectué en examinant les sections transversales de l'oued, en comparant la différence entre les sections naturelles existantes et les sections projetées selon les plans.

VI.3.1 Volume de la couche de terre végétale :

Le calcul du volume de terre végétale à excaver s'effectue selon la formule suivante

$$V_{cv} = H.B.L \quad \text{VI.1}$$

Chapitre VI : Management de projet

Avec :

- ✓ **V_{cv}** : Volume de la couche de terre végétale en (m³) ;
- ✓ **H** : Épaisseur de la terre végétale : entre 10 et 40 cm (on retient 10 cm).
- ✓ **L** : Longueur totale de la tranchée en (m) ;
- ✓ **B** : Largeur de la couche de terre végétale en (m) ;

VI.3.2 Volume des déblais et des remblais :

Les terrassements, comprenant les opérations de déblai et de remblai, sont quantifiés en volume grâce aux fonctionnalités de calcul volumétrique du logiciel HEC-RAS

Le foisonnement est un phénomène important à prendre en compte lors des travaux de terrassement. qui correspond à l'augmentation de volume des matériaux après excavation. Ce phénomène, plus marqué pour les sols sableux que pour les argiles compactes, peut avoir des conséquences sur la logistique du chantier et le coût des travaux.

Le volume foisonné sert de base au calcul du coût de transport des matériaux. En cas de remblaiement avec les mêmes matériaux, le coefficient de foisonnement permet de déterminer précisément le volume résiduel à évacuer en décharge.

Tableau VI 2: Valeurs des coefficients de foisonnement selon la nature des matériaux.

matériaux	Coefficient de foisonnement
Terre végétale	1,42
Pierres concassées	1,67
Ciment	3
Argile, sableux argileux	1,25
Gravier	1,12
Tourbe	1,18
Sable	1,12
Terre sèche	1,25
Garnit fragmenté	1,65
enrobé	1,09

Source :2024 SAS Terrain Construction.

Chapitre VI : Management de projet

Il convient de noter que les coefficients de foisonnement sont variables en fonction du degré d'humidité du matériau. Pour déterminer avec exactitude le volume à manipuler, une formule mathématique spécifique est utilisée :

$$V_f = V_p \cdot K_f \quad \text{VI.2}$$

Avec :

- ✓ **V_f** : volume foisonné (m³).
- ✓ **V_p** : volume initiale ou en place, il s'agit du volume de déblais (m³).
- ✓ **K_f** : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol.

La prise en compte du foisonnement des matériaux est essentielle pour une étude de faisabilité rigoureuse. En effet, les variations de volume entre l'état naturel et l'état foisonné peuvent avoir un impact significatif sur les quantités à transporter et à manipuler sur le chantier

VI.3.3 Volume d'enrochement pour la protection du cours d'eau :

Pour la protection en enrochements nous allons utiliser des blocs de 400 mm de diamètre pour stabiliser le fond, tandis que des blocs de 900 mm serviront à protéger les berges.

Afin d'établir un devis détaillé du projet, nous avons réalisé un quantitatif et un estimatif précis de l'ensemble des travaux. Le tableau ci-joint synthétise les résultats de cette étude.

Tableau VI 3: Quantitatif et estimatif détaillé.

N° d'article	Désignation des travaux		U	Quantité	P.U DA	Total DA
1	Décapage de la couche végétale		M3	931.112	300,00	279333.6
2	Terrassement de Toute nature par engin	Déblai	M ³	59013.78	250,00	14753445
		remblai	M ³	9536	700,00	6675200
3	Nivellement et compactage en plusieurs couches		M ²	9309.12	900,00	8978208

Chapitre VI : Management de projet

4	Fourniture et pose d'une géotextile non biodégradable de grammage 90g/m ² sur toute la longueur	M ²	32213.54	800,00	25770832
+9	Les volumes à transporter à la décharge public	M ³	49477.78	680,00	33644890.4
10	Fourniture et pose de l'enrochement pour le fond de d50=0,4m sur toute la longueur	M ³	3725.584	3500,00	13039544
11	Fourniture et pose de l'enrochement pour les talus de d50=0,9m sur toute la longueur	M ³	20609.58	4.500,00	92743110
Montant Total					195884563
TVA 19%					37218067
Montant TTC					233102630

Le présent devis quantitatif et estimatif en TTC est estimé à la somme de **Deux cent trente-trois millions cent deux mille six cent trente dinars algériens.**

Chapitre VI : Management de projet

VI.4 La planification de projet :

La planification a pour but d'optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre en identifiant continuellement les meilleures pratiques. Elle vise à garantir que les travaux sont effectués :

- 1) Dans un ordre approprié, assurant une séquence opérationnelle optimale des différentes phases du projet,
- 2) Dans les délais prévus, sans aucun retard,
- 3) De manière économique, en visant une rentabilité maximale tout en minimisant les dépenses.

VI.4.1 Techniques de planification :

Deux méthodes principales sont utilisées pour la planification :

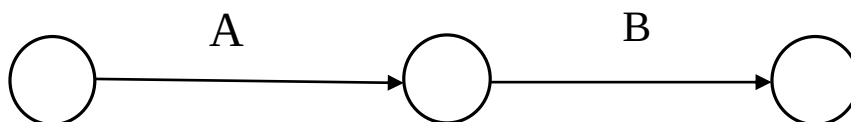
- a. Les méthodes basées sur les réseaux,
- b. Les méthodes basées sur les graphiques.

VI.4.1.a. Méthodes basées sur les réseaux :

Le réseau constitue une représentation graphique d'un projet qui illustre les relations entre les différentes opérations. Il permet de visualiser comment ces opérations peuvent se succéder, se dérouler simultanément, ou converger, tout en indiquant la durée nécessaire à leur réalisation. On distingue deux catégories principales de réseaux :

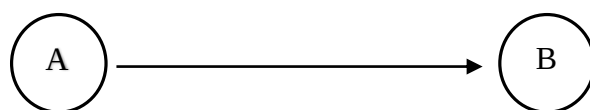
VI.4.1.a.i. Réseau à flèches :

Dans ce type de réseau, chaque opération est représentée par une flèche, tandis que les nœuds indiquent la succession des différentes opérations.



VI.4.1.a.ii. Réseau à nœuds :

Dans ce type de réseau, les opérations sont représentées par des nœuds, et la succession des opérations est indiquée par des flèches reliant ces nœuds.



L'opération (B) ne peut débuter que lorsque l'opération (A) est entièrement terminée.

Chapitre VI : Management de projet

VI.4.1.b Différentes méthodes basées sur le réseau :

VI.4.1.b.i Méthode C.P.M (chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de minimiser les délais de réalisation d'un ouvrage en considérant trois étapes distinctes :

1ère étape : Déterminer le personnel nécessaire pour réaliser les tâches prévues,

2ème étape : Analyser systématiquement le réseau en détaillant l'avancement heure par heure ou jour par jour, selon l'unité de temps choisie,

3ème étape : Ajuster le réseau en fonction des conditions et des contraintes imposées par l'entreprise.

VI.4.1.b.ii Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique)

La méthode P.E.R.T, d'origine américaine, est une technique d'ordonnancement et de gestion des programmes. Elle consiste à organiser plusieurs tâches sous forme de réseau, en tenant compte de leur chronologie et de leurs dépendances, afin d'atteindre l'objectif de produire un résultat final.

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec les éléments suivants :

- TR : Temps de réalisation ;
- DCP : Date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : Date de commencement au plus tard ;
- DFP : Date de fin au plus tôt ;
- DFPP : Date de fin au plus tard ;
- MT : Marge totale.

Chapitre VI : Management de projet

Avec :
$$\begin{cases} DCP_i + TR = DFP_i \\ DCP_j = DFP_i \end{cases}$$

Chemin critique (CC) :

Le chemin critique est celui qui détermine la durée totale du projet (DTR), en reliant les opérations dont la marge totale est nulle (0). Pour identifier ce chemin critique, il est nécessaire de s'assurer que les deux conditions suivantes sont respectées :

- ✓ $MT = 0$.
- ✓ $\sum TR_{cc} = DCP$.

VI.5 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M :

Pour construire le réseau, il est primordial de commencer par établir les différentes tâches à effectuer ainsi que la durée de réalisation de chacune.

Tableau VI 4: les différentes opérations et le temps de réalisation de chaque une.

Symbole	Opération	Durée (jour)
A	Installation du chantier	15
B	Le décapage de la terre végétale	20
C	Les travaux de terrassements	50
D	Compactage	30
E	Enrochement	140
F	Déménagement de chantier	15

Le schéma suivant présente la structure d'un réseau à nœuds :

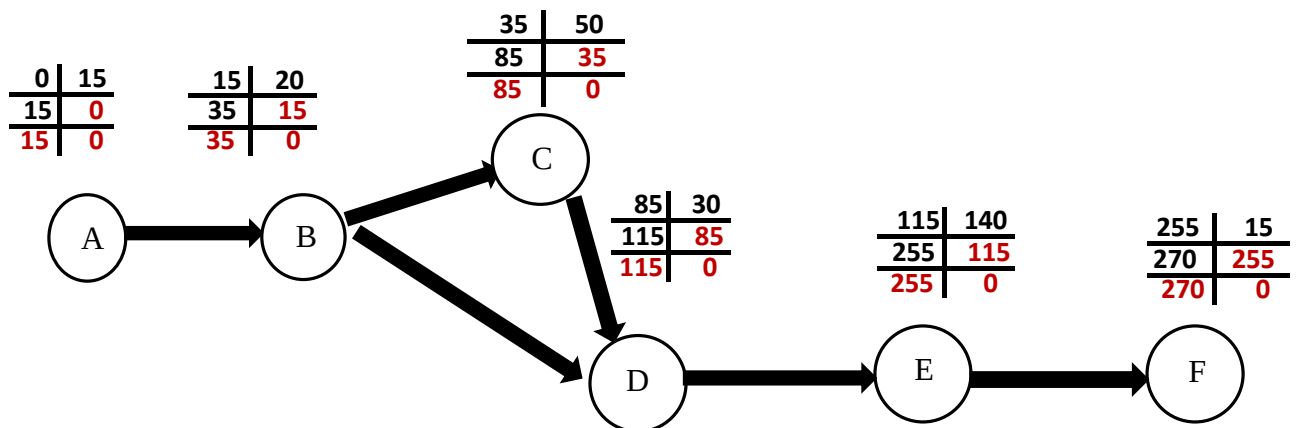


Figure VI.1: réseau à nœuds.

Chemin critique ➔ (A-B-C-D-E-F)

Chapitre VI : Management de projet

VI.6 Les engins utilisés :

L'utilisation stratégique des engins mécaniques a permis de réduire de manière significative le coût et la durée des travaux. Parmi les engins employés sur le chantier figurait :

- **La pelle hydraulique** : Un engin de terrassement équipé d'un bras articulé et d'un godet, actionné par des vérins hydrauliques. Cette configuration permet à la pelle hydraulique de creuser, soulever et déplacer divers matériaux, que ce soit sur les chantiers de construction ou dans d'autres applications de génie civil.



Figure VI.2: Pelle hydraulique.

- **Le bulldozer** : Engin de génie civil monté sur châssis à chenilles ou à pneus, doté d'une lame frontale robuste. Il est largement utilisé sur les chantiers pour les opérations de terrassement, telles que le décapage, le nivellement et le déplacement de divers matériaux. Sa lame, articulée et contrôlée hydrauliquement, permet d'enlever la couche supérieure du sol et d'effectuer des travaux de nivellement avec précision.

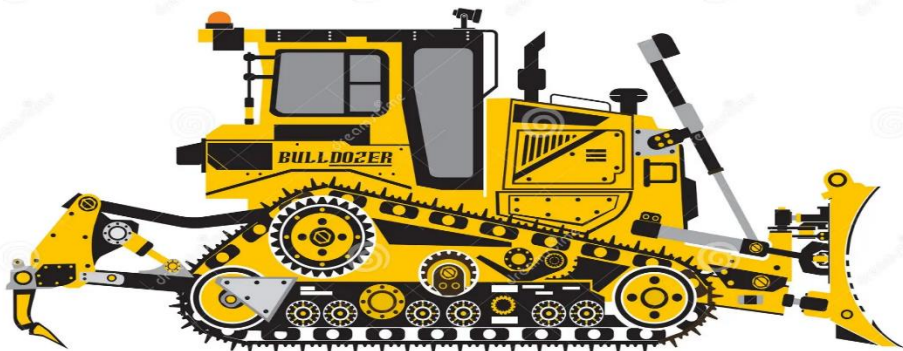


Figure VI.3: Bulldozer.

Chapitre VI : Management de projet

- **Le chargeur** : Véhicule tout-terrain, monté sur un châssis à pneus ou à chenilles, équipé d'un godet à l'avant. Utilisé dans de nombreux secteurs industriels et de construction, il est conçu pour charger, transporter et décharger des matériaux en vrac, tels que la terre et le gravier. Il est indispensable pour le remblayage des excavations et des tranchées après la pose des conduites.



Figure VI.4: Chargeur.

- **Le compacteur** : Engin conçu pour compacter les matériaux sur des surfaces réduites, telles que les fouilles pour semelles, les espaces entre les ceintures inférieures des bâtiments et les tranchées. Il utilise une masse lourde, souvent sous forme de cylindre lisse ou à picots, montée sur un châssis à roues ou à chenilles, pour accroître la densité des sols en appliquant une pression contrôlée.



Figure IV.5: Compacteur.

Chapitre VI : Management de projet

VI.7 Conclusion :

La réalisation d'un ensemble de travaux par une gestion efficace du temps nécessite l'utilisation conjointe de ressources humaines, techniques et matérielles, afin d'atteindre l'objectif principal : livrer le projet dans les délais prévus tout en respectant le budget initial. À la fin de cette phase, nous avons estimé le coût total du projet à 233102630, avec un délai de réalisation de 270 jours.

Conclusion Générale :

Les inondations, en tant que catastrophes naturelles, deviennent de plus en plus fréquentes en Algérie en raison du changement climatique, des événements extrêmes qui exacerbent les risques dans les zones vulnérables. Le centre ville de Ain Bouyahia fait partie des régions les plus exposées à ce risque, notamment en raison de la configuration de son relief , qui facilite la montée rapide du niveau d'eau, et de l'extension des zones inondables due à l'urbanisation croissante et anarchique le long des rives de l'Oued qui traverse la ville . Afin de protéger cette ville, il est impératif de réaliser un aménagement approprié de l'Oued, garantissant ainsi la sécurité des biens et des habitants.

Pour ce faire, nous avons d'abord collecté les données nécessaires à la présentation de la zone d'étude, afin de mieux comprendre les facteurs à l'origine de ce type de comportement des cours d'eau, en nous appuyant sur une connaissance de l'historique des crues survenues ces dernières années dans le bassin versant de l'Oued El Kebour.

Dans un second temps, nous avons étudié les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant, essentielles pour comprendre son fonctionnement hydrologique et sa réponse aux événements pluvieux. L'ajustement statistique de la série pluviométrique a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale centennale, représentative des précipitations extrêmes pouvant affecter la station et ses environs. Ensuite, Nous avons procédé au calcul des débits de crue en utilisant deux approches : des formules empiriques et le modèle hydrologique HEC-HMS. D'après les résultats obtenus, un débit de crue de 30.52 m³/s est estimé pour une période de retour de 100 ans. En utilisant le logiciel HEC-RAS, nous avons réalisé une simulation hydraulique de l'écoulement et établi une carte des zones inondables dans la zone étudiée . Cela permet d'identifier les tronçons à risque en vue de leur aménagement.

Dans la phase finale, deux variantes d'aménagement ont été proposées. Suite à une étude technico-économique, une variante a été retenue : un aménagement en canal trapézoïdale en enrochements, pour un coût total de 233102630 DA et un délai d'exécution prévu de 270 jours.

Références Bibliographique :

TOUAIBIA, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.

D.KAHLERRAS, (2018) polycopie organisation de chantier ENSH, Soumaa2018.

KHELALFA ABDELOUAHAB. Aménagement des Oueds Bridja, Guerguour et Palm beach pour la protection de la Zone Ouest de la commune de Staoueli (W. Alger).ENSH. Blida 2020.

GHACI SIDALI. Protection contre les inondations de la partie Ouestde la ville de Dellys (w.Boumerdes).ENSH .Blida 2018.

ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydriques) (2015) Données pluviométrique, pluviographique et climatologique. Document interne. Direction régionale de l'ANRH. Blida. Algérie.

U.S. Army Corps of Engineers (2016). HEC-RAS River Analysis System – User’s Manual, Hydrologic Engineering Center, Version 5.0.4.

TABATOUCH Safa. Protection contre les inondations des sites AADL 13300 logements De la ville Sidi Abdellah – Mahelma (W.Alger) . . memoire de fin d’étude. Blida : ENSH, 2023.

US Army Corps of Engineers. (2010). HEC-RAS: Hydrologic Engineering Center - River Analysis System User’s Manual. U.S. Army Corps of Engineers.

MARCEL ROCHE. Hydrologie de surface. . Office de la recherche scientifique et technique outre-mer. PARIS, 1963.

SIMONA N. et L.CEDRIC (2007). Gestion durable des zones inondables dans le Delta du Danube (Roumanie). Dans : 1res Journées Scientifiques Inter-Réseaux de l’AUF, Gestion Intégrée des Eaux et des Sols. Ressources, Aménagements et Risques en Milieux Ruraux et Urbains, 6-9 novembre 2007, Hanoi, Vietnam, 10 p.Google Scholar

LANE, E. W., 1955. The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering.

ANNEXE

Annexe :

Annexe 01 : Tableau de la loi khi-deux

P Y	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	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

Annexe 02: résultats de la simulation du canal trapézoïdale en béton Armé par logiciel HEC RAS.

Tronçon	Station	Q 100 (m3/s)	cote fond oued (m)	N.L eau (m)	H critique (m)	N.L Energie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	L. Mouillée (m)	N.Fraude
Tr 3	1291	30.52	302.9	304.56	304.56	305.26	0.00374	4.59	6.02	1.22
Tr 3	1193	30.52	301.95	303.01	303.61	305	0.00438	4.87	5.95	1.31
Tr 3	1087	30.52	301.7	302.81	303.36	304.61	0.004586	4.98	5.91	1.36
Tr 3	948	30.52	300.2	301.1	301.86	303.95	0.005273	5.28	5.83	1.45
Tr 3	806	30.52	296.88	297.58	298.54	302.57	0.005836	5.41	5.78	1.51
Tr 3	687	30.52	295.3	296	296.96	301.02	0.006571	5.62	5.7	1.59
Tr 3	604	30.52	294.2	294.9	295.98	299.93	0.007229	5.87	5.64	1.71
Tr 3	398	30.52	288.7	289.3	290.36	296.31	0.00815	6.15	5.59	1.8
Tr 3	265	30.52	287.3	287.97	288.96	293.48	0.005601	5.36	5.8	1.5
Tr 3	97	30.52	285.7	286.43	287.36	291.01	0.005501	5.32	5.72	1.48
Tr 1	5905	30.52	342.1	343.76	343.76	344.46	0.004831	5.02	5.92	1.38
Tr 1	5726	30.52	334.5	335.06	336.16	343.31	0.005623	5.31	5.89	1.48
Tr 1	5528	30.52	326.4	326.91	328.06	336.85	0.005813	5.45	5.8	1.54
Tr 1	5320	30.52	321.35	321.92	323.01	329.86	0.00638	5.58	5.77	1.59
Tr 1	5113	30.52	314.8	315.34	316.46	324.01	0.006538	5.62	5.72	1.61
Tr 1	4889	30.52	309.8	310.39	311.46	317.74	0.006825	5.66	5.7	1.62
Tr 1	4735	30.52	303.5	304.03	305.16	313.31	0.006842	5.69	5.7	1.63
Tr 1	4484	30.52	302.9	303.67	304.56	307.7	0.006928	5.71	5.7	1.64
Tr 1	4348	30.52	302.43	303.3	304.09	306.37	0.00687	5.72	5.69	1.64
Tr 1	4231	30.52	299.5	300.2	301.16	305.16	0.006886	5.72	5.69	1.64

Tronçon	Station	Q 100 (m3/s)	cote fond oued (m)	N.L eau (m)	H critique (m)	N.L Energie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	L. Mouillée (m)	N.Fraude
Tr 1	4063	30.52	294.4	294.99	296.06	302.15	0.00681	5.73	5.69	1.64
Tr 1	3931	30.52	294.3	295.05	295.96	299.35	0.00681	5.73	5.68	1.65
Tr 1	3854	30.52	292.4	295.6	294.06	295.69	0.006863	5.76	5.68	1.65
Tr 1	3668	30.52	293.25	294.91	294.91	295.61	0.006863	5.76	5.68	1.65
Tr 1	3475	30.52	289	289.69	290.66	294.79	0.006861	5.76	5.68	1.64
Tr 1	3298	30.52	284.7	285.32	286.36	291.82	0.006848	5.74	5.68	1.65
Tr 1	3174	30.52	285.3	286.14	286.96	289.5	0.006896	5.76	5.68	1.65
Tr 2	2084	30.52	283.2	283.8	284.86	290.77	0.011655	6.7	5.48	2.04
Tr 2	2059	30.52	281.6	282.22	283.26	288.78	0.010638	6.71	5.48	2.03
Tr 2	1942	30.52	280	280.67	281.66	286.14	0.002704	4	6.28	1.03
Tr 2	1865	30.52	276.9	277.53	278.56	283.92	0.005432	5.14	5.86	1.42
Tr 2	1778	30.52	272.75	276.73	274.41	276.77	0.00786	5.98	5.64	1.75
Tr 2	1714	30.52	274.3	276.25	275.96	276.72	0.006759	5.63	5.69	1.58
Tr 2	1641	30.52	273.2	276.54		276.58	0.006534	5.66	5.72	1.63
Tr 2	1513	30.52	274.14	275.8	275.8	276.5	0.003625	4.56	6.08	1.2
Tr 2	1370	30.52	264.9	265.42	266.56	275.02	0.004875	5.09	5.84	1.4
Tr 2	1292	30.52	265.2	265.98	266.86	269.95	0.00548	5.24	5.83	1.43
Tr 2	1031	30.52	263.2	264.03	264.86	267.44	0.003876	4.74	6.01	1.27
Tr 2	726	30.52	259.5	260.26	261.16	264.47	0.003643	4.49	6.08	1.2
Tr 2	572	30.52	255.4	256.06	257.06	261.73	0.003577	4.53	6.05	1.19
Tr 2	401	30.52	254.2	255.01	255.86	258.63	0.003239	4.42	6.13	1.16
Tr 2	214	30.52	250.8	251.55	252.46	255.86	0.00468	4.98	5.93	1.36

Annexe 04 : résultats de la simulation du canal trapézoïdale en enrochement par logiciel HEC RAS.

Tronçon	Station	Q 100 (m3/s)	cote fond oued (m)	N.L eau (m)	H critique (m)	N.Lénergie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	L. Mouillée (m)	N.Fraude
Tr3	1399	30.52	302.65	304.93	304.16	305.11	0.01417	4.7	7.6	1.49
Tr3	1291	30.52	302.9	304.41	304.41	304.99	0.003129	2.67	9.75	0.82
Tr3	1193	30.52	301.75	302.73	303.26	304.48	0.001542	2.11	9.13	0.52
Tr3	1087	30.52	301.7	303.21	303.21	303.79	0.00664	3.56	8.7	1.03
Tr3	948	30.52	300.1	301.03	301.61	303.05	0.00789	3.73	8.56	1.07
Tr3	806	30.52	297.6	298.45	299.11	300.95	0.003638	2.83	9.54	0.76
Tr3	687	30.52	295.8	296.68	297.31	298.99	0.006743	3.58	8.71	1.05
Tr3	604	30.52	293.7	294.49	295.21	297.44	0.008648	3.96	8.36	1.16
Tr3	398	30.52	288.5	289.26	290.01	292.58	0.004395	3.06	9.23	0.83
Tr3	265	30.52	287.17	288.13	288.68	289.99	0.004142	3.01	9.31	0.81
Tr3	97	30.52	285.5	286.49	287.01	288.19	0.005361	3.28	9.01	0.92
Tr1	5905	30.52	341.9	343.41	343.41	343.99	0.006638	3.6	8.7	1.02
Tr1	5726	30.52	334.72	335.27	336.23	342.23	0.009621	4.09	8.2	1.21
Tr1	5528	30.52	326.3	326.98	327.81	331.26	0.004368	3.1	9.23	0.84
Tr1	5320	30.52	321.3	322.09	322.81	325.06	0.006487	3.49	8.81	0.98
Tr1	5113	30.52	314.6	315.29	316.11	319.35	0.006579	3.56	8.76	1
Tr1	4889	30.52	309.7	310.52	311.21	313.27	0.005082	3.24	9.07	0.89
Tr1	4735	30.52	304	304.67	305.51	309.03	0.006654	3.6	8.71	1.02
Tr1	4484	30.52	302.85	304.01	304.36	305.15	0.009818	4.11	8.24	1.22
Tr1	4348	30.52	302.4	303.81	303.91	304.5	0.010563	4.21	8.17	1.27
Tr1	4231	30.52	299.2	299.94	300.71	303.47	0.006658	3.59	8.71	1.04

Tronçon	Station	Q 100 (m3/s)	cote fond oued (m)	N.L eau (m)	cote critique (m)	N.L'énergie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	L. Mouillée (m)	NombreFraude
Tr1	3931	30.52	294.18	295.22	295.69	296.73	0.003124	2.96	8.8	0.82
Tr1	3854	30.52	292.45	295.11	293.96	295.22	0.004796	3.17	9.15	0.87
Tr1	3668	30.52	293	294.51	294.51	295.09	0.003834	2.92	8.47	0.78
Tr1	3475	30.52	288.85	289.54	290.36	293.68	0.003543	2.84	9.58	0.75
Tr1	3298	30.52	284.55	287.18	286.06	287.29	0.006186	3.46	8.84	0.97
Tr1	3174	30.52	285.1	286.61	286.61	287.19	0.005507	3.34	8.96	0.92
Tr2	2084	30.52	282.95	283.63	284.46	287.93	0.004144	3.01	9.35	0.82
Tr2	2059	30.52	281.3	282.1	282.81	285.01	0.002885	2.53	10.06	0.66
Tr2	1942	30.52	279.6	280.52	281.11	282.56	0.004995	3.22	9.09	0.89
Tr2	1865	30.52	277.15	277.99	278.66	280.59	0.005057	3.23	9.09	0.89
Tr2	1778	30.52	272.6	276.11	274.03	276.15	0.004817	3.17	9.16	0.87
Tr2	1714	30.52	274	275.59	275.51	276.09	0.004763	3.13	9.2	0.85
Tr2	1641	30.52	272.75	275.9		275.93	0.006683	3.6	8.7	1.02
Tr2	1513	30.52	273.75	275.26	275.26	275.84	0.010836	4.27	8.14	1.28
Tr2	1370	30.52	264.5	265.01	266.02	273.43	0.004434	3.08	9.26	0.84
Tr2	1292	30.52	265	266.07	266.52	267.47	0.006812	3.59	8.7	1.01
Tr2	1031	30.52	263	264.1	264.52	265.42	0.00446	3.09	9.26	0.84
Tr2	726	30.52	259.2	260.11	260.72	262.21	0.002826	2.58	9.11	0.66
Tr2	572	30.52	255.2	256.01	256.72	258.8	0.004918	3.19	9.13	0.88
Tr2	401	30.52	253.8	254.95	255.32	256.12	0.005723	3.58	8.72	1.03
Tr2	214	30.52	250.4	251.3	251.92	253.5	0.004862	3.18	9.51	0.77