



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE

THEME :

**Étude de protection contre les inondations de la ville de
(ATTATBA) wilaya de TIPAZA**

Présenté par :

KHIAT NADA

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-----------------------|--------------|----------------|
| ZEROUAL Ayoub | M.C. A | Président |
| TOUMI Samir | M.C. B | Examineur |
| BOURI Djamel Eddine | M.C. B | Examineur |
| LAUCHE Nassim | M.C. B | Examineur |
| ZAIBAK Issam | M.A. A | Promoteur |

Session Septembre 2024

Dédicace :

Je dédie ce travail à mes parents, dont l'affection inébranlable et le soutien indéfectible m'ont toujours porté. Vous avez été mes piliers, mes guides et mes plus grands supporters. Sans vous, ce chemin aurait été bien plus difficile. Merci pour votre patience, vos sacrifices et votre foi en moi.

À mon frère Mustapha et ma sœur Lamia, mes complices de toujours. Vous avez été une source constante de joie, de réconfort et de motivation. Votre présence à mes côtés m'a donné la force de persévérer et de croire en mes capacités. Merci pour votre amour et votre compréhension.

À mes amis LILIA, FADIA, et FATI, qui ont partagé avec moi des moments inoubliables et m'ont soutenu dans les moments de doute. Votre amitié sincère et votre soutien m'ont été précieux tout au long de ce parcours. Merci pour les rires, les encouragements et les souvenirs que nous avons créés ensemble.

Remerciement :

Au terme de cette étude, fruit de mes années de labeur, je tiens à remercier en premier lieu Dieu le Tout-Puissant de m'avoir donné le courage, les moyens et les personnes qui m'ont aidé à l'élaboration de ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et mes remerciements à mon encadrant, **Mr. ZAIBAK ISSAM**, pour son aide, son soutien indéfectible, ainsi que pour le temps consacré à la lecture de mon travail. Ses précieux conseils et son orientation ont rythmé les différentes étapes de mon mémoire.

Je remercie également **Mr. S. MEBARKI** de m'avoir donné la chance de faire partie de l'équipe du bureau d'études, hydro-tech.

Un grand merci à **Mr. A. GHEMARI** ingénieur en hydraulique du bureau d'études Hydro-tech, pour avoir dirigé ce travail. Je le remercie pour sa sympathie, la qualité de sa collaboration et sa disponibilité tout au long de ce projet. Je remercie toute l'équipe du bureau d'études Hydro-tech pour leur soutien et leur collaboration.

J'adresse également mes sincères remerciements et mon profond respect aux membres du jury, qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je tiens à remercier du fond du cœur l'ensemble du personnel et des enseignants de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), qui ont veillé à ma formation.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو حماية بلدية الحطاطبة الواقعة في ولاية تيبازة من الفيضانات من خلال تحديد المناطق المعرضة لخطر ارتفاع منسوب مياه الوديان العابرة لمنطقة وادي عابد شامب بلين والودين الصغيرين ولتحقيق هذه الغاية قمنا باجراء دراسة هيدرولوجية باستخدام HEC-HMS متبوعا بمحاكاة هيدروديناميكية تم فيها اجراء تحليل معمق لمخاطر الفيضانات وتقييم للمشاكل وقابلية التاثر و تحديد المناطق المعرضة للفيضانات باستخدام وسائل المحاكاة الهيدروليكية مثل ARCGIS و HEC-GEO و HECRAS واستنادا الى دراسة تقنية واقتصادية وبيئية قدمنا مخطط تهيئة الاودية و أخيرا قمنا بتحديد مدة وتكلفة انجاز هذا المشروع

الكلمات المفتاحية: الفيضانات – حماية – المناطق المعرضة للخطر -منسوب مياه الوديان - دراسة هيدرولوجية – محاكاة هيدروديناميكية

Résumé :

L'objectif de cette étude est de protéger la ville d'Attatba, située dans la wilaya de Tipaza, contre les inondations en identifiant les zones à risque dues aux débordements des cours d'eau traversant la ville, notamment « Abed », « Champs Plein » et les deux petits affluents.

Dans ce cadre, une étude hydrologique des différents bassins versants a été menée en utilisant le modèle HEC-HMS, suivie d'une simulation hydrodynamique, une analyse approfondie de l'aléa des crues, une évaluation des enjeux et de la vulnérabilité, ainsi que la détermination des zones inondables ont été réalisées en utilisant des outils de simulation hydraulique tels qu'ArcGIS, HEC-GEO et HEC-RAS. Sur la base d'une étude technico-économique et écologique, une solution mixte a été proposée, combinant un canal en gabion, en béton et des conduites enterrées. Cette solution inclut également des estimations financières et l'organisation du chantier.

Mots clés : les inondations - les zone à risque - débordement des cours d'eau - étude hydrologique -simulation hydrodynamique - étude technico-économique

Abstract

The aim of this study is to protect the town of Attatba, located in the wilaya of Tipaza, from flooding by identifying the areas at risk due to overflows from the watercourses running through the town, notably "Abed", "Champs Plein" and the two smaller tributaries. On this context, a hydrological study of the various watersheds was conducted using the HEC-HMS model, followed by a hydrodynamic simulation. An in-depth analysis of flood hazards, an assessment of stakes and vulnerability, and the determination of flood-prone areas were carried out using hydraulic simulation tools such as ArcGIS, HEC-GEO, and HEC-RAS. Based on a technical-economic and ecological study, a mixed solution was proposed, combining a gabion channel, concrete, and buried conduits. This solution also includes financial estimates and the organization of the construction site.

Key words: hydrological study – hydrodynamic simulation - flood-prone – technical-economic

Tables des matières

| | |
|---|-----------|
| CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude..... | 4 |
| Introduction | 5 |
| I.1 Présentation de la zone d'étude : | 5 |
| I.2 Situation climatique : | 6 |
| I.3 situation hydraulique:..... | 9 |
| I.4 Géologie :..... | 11 |
| I.5 Hydrogéologie..... | 11 |
| I.6 Activité sismique : | 12 |
| I.7 Description Du Bassin Versant De La ville de Attatba : | 12 |
| I.8 Relief et topographie..... | 14 |
| I.9 Population : | 16 |
| I.10 Routes et voies de communications | 16 |
| Conclusion..... | 17 |
| CHAPITRE II :Etude Hydrologique..... | 18 |
| Introduction | 19 |
| II.1 Caractéristiques Hydro-morpho métriques De Bassins Versants :..... | 19 |
| II.2 Caractéristiques du réseau hydrographique : | 33 |
| II.3 Analyse Des Données Pluviométriques : | 41 |
| CHAPITRE III : Estimation des débits de crue..... | 53 |
| III.1 Calcul du débit de crue :..... | 54 |
| III.2 La Modélisations Hydrologique A L'aide Du Logiciel « Hec-Hms »..... | 64 |
| III.3 Étude de transport solide :..... | 72 |
| III.4 Méthode d'estimation au nord Algérien :..... | 75 |
| Chapitre IV : Simulation des écoulement hydraulique et cartographie des zones inondables a risque..... | 77 |
| IV.1 Généralités : | 78 |

| | | |
|-------|---|------------|
| IV.2 | Dimensionnement des canaux : | 83 |
| IV.3 | Diagnostic et modélisation du cours d'eau non Aménagé | 84 |
| IV.4 | Modélisation de l'écoulement..... | 87 |
| IV.5 | Cartographie du risque d'inondation : | 104 |
| | CHAPITRE V : étude des variantes d'aménagement..... | 111 |
| V.1 | Techniques d'aménagements : | 112 |
| V.2 | Principe de conception de l'aménagement | 113 |
| V.3 | Proposition des variantes d'aménagement..... | 116 |
| V.4 | Choix de la variante d'aménagement..... | 121 |
| V.5 | Aménagement des deux petits cours d'eau :..... | 131 |
| V.6 | Carte de profondeur d'eau après aménagement..... | 134 |
| | VI CHAPITRE VI : organisation du chantier | 137 |
| VI.1 | Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier : | 138 |
| VI.2 | Devis quantitatif et estimatif du projet :..... | 139 |
| VI.3 | Planification de projet : | 142 |
| | CHAPITRE VII : Protection et sécurité de travail | 152 |
| VII.1 | Les raisons des accidents survenant lors de la phase de construction..... | 153 |
| VII.2 | Les mesures de prévention contre les accidents du travail..... | 154 |
| VII.3 | Les dispositifs de protection..... | 155 |
| VII.4 | Les travaux de terrassement | 159 |
| VII.5 | Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation..... | 161 |
| VII.6 | Signalisation de sécurité..... | 162 |

Liste des figures :

| N° | Titre | Page |
|---|--|------|
| CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude | | |
| I.1 | Situation de la ville de Attatba au sein des wilayas et des communes. | 5 |
| I.2 | Carte pluviométrique pour le nord de l'Algérie | 8 |
| I.3 | Présentation du tracé d'oued Abed | 9 |
| I.4 | Présentation du tracé d'oued champs plein | 10 |
| I.5 | Zonage sismique de l'Algérie selon le RPA. | 12 |
| I.6 | Exemple d'un bassin versant | 13 |
| I.7 | Résultat de la délimitation des bassins versants sur Arc-GIS | 14 |
| I.8 | Carte Topographique Du Bassin Versant | 15 |
| I.9 | Carte des pentes des sous bassins | 16 |
| CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE | | |
| II.1 | Carte Hypsométrique du bassin versant oued Abed | 22 |
| II.2 | Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du Bv oued Abed | 23 |
| II.3 | Carte Hypsométrique du bassin versant oued champs plein | 24 |
| II.4 | Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du BV oued champs plein | 25 |
| II.5 | Carte Hypsométrique du bassin versant 3 | 25 |
| II.6 | Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin 3 | 26 |
| II.7 | Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin 4 | 27 |
| II.8 | Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin 4 | 28 |
| II.9 | Réseau hydrographique des bassins versants | 34 |
| II.10 | représentation graphique de l'ajustement par la loi de Gumbel | 45 |
| II.11 | Représentation de la justement par la loi de Galton | 47 |
| II.12 | La comparaison graphique entre les lois | 48 |
| II.13 | Courbe pluies-durées -fréquences | 51 |
| II.14 | Intensité- Durées-fréquences | 52 |
| CHAPITRE III : ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE | | |
| III.1 | Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie | 57 |
| III.2 | Carte d'occupation du sol du bassin versant | 63 |
| III.3 | Schéma général de la fonction de production et de transfert | 65 |
| III.4 | Hydrogramme de crue du BV oued Abed | 67 |
| III.5 | Hydrogramme de crue du BV oued champs plein | 68 |
| III.6 | Hydrogramme de crue du BV 3 | 68 |
| III.7 | Hydrogramme de crue du BV 4 | 69 |

CHAPITRES IV : Simulation des écoulement hydraulique et cartographie des zones inondables a risque

| | | |
|--------------|---|-----|
| IV.1 | Définition des variables hydrauliques intervenant dans les équations de Saint-Venant, d'après Langendoen (2000) : a) profil en travers, b) profil en long | 79 |
| IV.2 | Schéma des écoulements permanent et non permanents | 80 |
| IV.3 | Schéma des écoulements uniforme et non-uniforme | 81 |
| IV.4 | Fond de l'oued en amont de l'agglomération montrant la présence ripisylve | 85 |
| IV.5 | Rive gauche de l'oued Abed constituée de conglomérats et de grès. | 86 |
| IV.6 | Canal en gabions en zone d'habitation | 87 |
| IV.7 | Interface du logiciel HEC-RAS (version 6.5) | 88 |
| IV.8 | TIN (réseau irrégulier triangulé) de l'oued Abed | 89 |
| IV.9 | TIN (réseau irrégulier triangulé) de l'oued champs plein | 89 |
| IV.10 | Insertion fichier de projection | 91 |
| IV.11 | Insertion des données de terrain | 91 |
| IV.12 | Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued Abed (Tronçon 1) | 92 |
| IV.13 | Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued champs plein (Tronçon 1) | 93 |
| IV.14 | Introduction des données hydrauliques de l'oued Abed | 94 |
| IV.15 | Introduction des données hydrauliques de l'oued champs plein | 95 |
| IV.16 | Définition des conditions aux limites | 95 |
| IV.17 | Profil du plan d'eau d'Oued Abed au passage de la crue de projet | 96 |
| IV.18 | Profil du plan d'eau d'Oued champs plein au passage de la crue de projet | 97 |
| IV.19 | Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Abed | 97 |
| IV.20 | Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued champs plein | 98 |
| IV.21 | Profil en travers d'un tronçon d'oued Abed | 99 |
| IV.22 | Profil en travers d'un tronçon d'oued champs plein | 99 |
| IV.23 | Profil des vitesses du tronçon d'oued Abed | 100 |
| IV.24 | Profil des vitesses du tronçon d'oued champs plein | 100 |
| IV.25 | Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance dans l'oued Abed | 101 |
| IV.26 | Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance dans l'oued champs plein | 101 |
| IV.27 | Evolution du nombre de Froude en fonction de la distance d'oued Abed | 102 |
| IV.28 | Évolution du nombre de Froude en fonction de la distance d'oued champs plein | 102 |
| IV.29 | Carte de profondeur d'eau de l'oued Abed pour la période de retour 100 ans | 105 |
| IV.30 | Carte de profondeur d'eau de l'oued champs plein pour la période de retour 100 ans | 105 |
| IV.31 | Carte de vitesse d'eau de l'oued Abed pour la période de retour 100 ans. | 106 |
| IV.32 | Carte de vitesse d'eau de l'oued Abed pour la période de retour 100 ans | 107 |

| | | |
|---|--|-----|
| IV.33 | Carte d'aléa pour la crue centennal de l'oued Abed | 108 |
| IV.34 | Carte d'aléa pour la crue centennal de l'oued champs plein | 109 |
| IV.35 | Carte de vulnérabilité de la zone d'étude | 110 |
| CHAPITRE V : ÉTUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT | | |
| V.1 | Présentation du profil de dénivelé pour l'oued Abed | 114 |
| V.2 | Présentation du profil de dénivelé pour l'oued champs plein | 114 |
| V.3 | Coupe en travers d'un canal en gabion | 116 |
| V.4 | Coupe en travers d'un canal en béton | 118 |
| V.5 | les dalot préfabriqué en beton armé | 119 |
| V.6 | Profile en travers du tronçon 01 aménagé en gabion | 123 |
| V.7 | Profile en travers du tronçon 01 aménagé en Béton | 124 |
| V.8 | Profile en travers du tronçon 01 aménagé en gabion | 124 |
| V.9 | Une section aménagée d'oued Abed (trancon1) | 126 |
| V.10 | Une section d'oued champs plein aménagée en béton | 126 |
| V.11 | Une section d'oued champs plein aménagée en gabion | 127 |
| V.12 | Représentation des caractéristiques géométriques du dalot | 130 |
| V.13 | Carte de profondeur d'eau après aménagement de l'oued Abed | 135 |
| V.14 | Carte de profondeur après aménagement pour l'oued champs plein | 135 |
| CHAPITRE VI : Organisation du chantier | | |
| VI.1 | Schéma représentatif de la méthode de PERT | 147 |
| VI.2 | Réseau P.E.R.T du projet | 150 |
| VI.3 | Diagramme de GANTT du projet | 151 |
| CHAPITRE VII : Protection et sécurité de travail | | |
| VII.1 | Équipements de protection individuelle des yeux | 155 |
| VII.2 | Équipements de protection individuelle de la tête et le cou | 155 |
| VII.3 | Les protection auditives | 156 |
| VII.4 | Équipements de protection individuelle des main et bras | 156 |
| VII.5 | Équipements de protection individuelle des pieds | 157 |
| VII.6 | Equipements de protection respiratoire | 158 |
| VII.7 | Equipements de protection corporelle | 158 |
| VII.8 | Système du blindage | 159 |

Listes des tableaux :

| N° | Titre | Page |
|---|--|------|
| CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude | | |
| I.1 | Température moyenne annuelle à la station de Attatba (période 1972 – 2008) | 07 |
| I.2 | Pluie journalière maximum à la station de Kolea (période 1992 – 2021) | 07 |
| I.3 | Vitesse du vent à la station de Attatba (période 1972 – 2008) | 08 |
| I.4 | Répartition de l'humidité pour la période (2005-2016) | 09 |
| CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE | | |
| II.1 | Superficies et périmètres des bassins versants étudiés | 19 |
| II.2 | Indice de compacité des bassins versants étudiés | 20 |
| II.3 | Paramètres morphométriques des bassins versants | 21 |
| II.4 | Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BVoued Abed | 23 |
| II.5 | Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV oued champs plein | 24 |
| II.6 | Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV3 | 26 |
| II.7 | Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV 4 | 27 |
| II.8 | Les Altitudes Caractéristique des bassins versants | 29 |
| II.9 | Pente moyenne de sous bassin oued Abed | 30 |
| II.10 | Pente moyenne de sous bassin oued champs plein | 30 |
| II.11 | Pente moyenne de sous bassin 3 | 30 |
| II.12 | Pente moyenne de sous bassin 4 | 30 |
| II.13 | Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global. | 31 |
| II.14 | Indice de pente global pour les quatre sous bassins versants | 32 |
| II.15 | Indice de pente moyenne d'un cours d'eau | 32 |
| II.16 | La densité de drainage des sous bassins versants | 35 |
| II.17 | La densité hydrographique et le coefficient de torrentialité pour les sous bassins versants. | 36 |
| II.18 | Temps de concentration des bassins versant | 40 |
| II.19 | Vitesse de ruissellement des sous bassins versant | 41 |
| II.20 | Identification de la station pluviométrique | 41 |
| II.21 | La série des pluies journalières maximales | 42 |
| II.22 | Les paramètres statistiques de la série | 42 |
| II.23 | Modèles fréquentiels et leurs validités | 43 |
| II.24 | Résultat de l'ajustement par la loi de Gumbel | 44 |

| | | |
|---|--|-----|
| II.25 | Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon | 45 |
| II.26 | Résultat de l'ajustement à la loi de Galton « log-normal » | 46 |
| II.27 | Comparaison des caractéristiques de Galton et de l'échantillon | 47 |
| II.28 | Résultat de test khi2 | 49 |
| II.29 | Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour | 50 |
| CHAPITRE III : ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE | | |
| III.1 | Valeurs du paramètre P0 | 58 |
| III.2 | Valeur de coefficients A. Bet n | 58 |
| III.3 | Débits de crue du BV oued Abed par les formules empiriques (m ³ /s) | 59 |
| III.4 | Débits de crue du BV oued champs plein par les formules empiriques (m ³ /s) | 59 |
| III.5 | Débits de crue du BV oued 3 par les formules empiriques (m ³ /s) | 59 |
| III.6 | Débits de crue du BV oued 4 par les formules empiriques (m ³ /s) | 59 |
| III.7 | D'occupation de sol et CN du bassin versant | 63 |
| III.8 | Résultats de simulation pour la période de retour 100ans | 66 |
| III.9 | Résultats de simulation pour la période de retour 50ans | 70 |
| III.10 | Résultats de simulation pour la période de retour 20ans | 70 |
| III.11 | Résultats de simulation pour la période de retour 10ans | 70 |
| III.12 | Résultats de simulation pour la période de retour 5ans | 71 |
| III.13 | Résultats des débits selon les deux approches | 72 |
| III.14 | Estimation du coefficient de perméabilité | 73 |
| III.15 | Résultats de calcul de la lame d'eau écoulée | 74 |
| III.16 | Résultats de calcul de la dégradation spécifique. | 75 |
| III.17 | Résultats de calcul des apports solides. | 75 |
| CHAPITRES IV : Simulation des écoulement hydraulique et cartographie des zones inondables a risque | | |
| IV.1 | Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques | 84 |
| IV.2 | Principaux paramètres hydrauliques des oueds de l'étude | 103 |
| IV.3 | Critères d'évaluation de l'intensité d'aléa inondation | 108 |
| CHAPITRE V : ÉTUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT | | |
| V.1 | Les valeurs du coefficient de rugosité 'n' | 115 |
| V.2 | Revanches utilisées | 115 |
| V.3 | Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés | 116 |
| V.4 | La granulométrie du gabion et le matelas Reno en fonction de la vitesse | 117 |
| V.5 | Calcule primaires des hauteurs des canaux | 121 |

| | | |
|---|---|-----|
| V.6 | Estimation du coût de la variantes N°1 et N°2: | 121 |
| V.7 | Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné du tronçon 01 de l'oued Abed | 123 |
| V.8 | Synthèses des résultats de simulation des aménagements des oueds de l'étude | 125 |
| V.9 | Calcul itératif de la hauteur normale pour la conduite de l'oued Abed | 128 |
| V.10 | Calcul itératif de la hauteur normale pour la conduite de l'oued champs plein | 129 |
| V.11 | Présentation des paramètre découlement | 129 |
| V.12 | Présentation des caractéristiques géométrique des dalots | 130 |
| V.13 | Caractéristique de la conduite enterrée pour l'oued 3 | 132 |
| V.14 | Caractéristique de la conduite enterrée pour l'oued 4 | 133 |
| V.15 | Présentation des débits et les sections pour la conduite du l'oued 3 | 133 |
| V.16 | Présentation des débits et les sections pour la conduite du l'oued 4 | 134 |
| CHAPITRE VI : Organisation du chantier | | |
| VI.1 | Devis quantitatif et estimatif du projet | 141 |
| VI.2 | Symboles des opérations et leurs durées de réalisation | 149 |
| CHAPITRE VII : Protection et sécurité de travail | | |
| VII.1 | Plan de sécurité au travail | 161 |
| VII.2 | Signification des couleurs de sécurité | 163 |

LISTE DES ABREVIATIONS

| Abréviation | Signification |
|-------------|---|
| ANRH | Agence nationale des ressource hydraulique |
| BV | Bassin versant |
| CRAAG | Centre de recherche appliqué Applique en Astrophysique et Géophysique |
| Da | Dinar algérien |
| Fr | Nombre de Froude |
| G | Accélération due à la gravité |
| Ibv | Pente du bassin versant |
| IC | Pente du talweg principale % |
| Kc | Indice de compacité |
| Le | Lamme d'eau écoulée |
| Mnt | Model numérique du terrain |
| OIT | L'organisation internationale du travail |
| ONM | Office national de la météorologie |
| ORSTOM | Office de la recherche scientifique et technique |
| pjmax | Pluie maximal journalière |
| Rh | Rayon hydraulique |
| Rn | Route nationale |
| S | Surface du bassin versant |
| SCS | soil conversation service |
| SIG | Système d'information géographique |
| Sm | Surface mouillé |
| Ta | Désigne la dégradation spécifique |
| Tb | Temp de base |
| Tc | Temps de concentration |
| Td | Temps de décrue |
| TIN | Trinagulated irregular network |
| Tm | Temps de montée de la crue |

LISTE DES PLANCHE

| | |
|--|-------|
| Plans de masse de la zone est de la ville de ATTATBA avant aménagement..... | 01/08 |
| Plans de masse de la zone est de la ville de ATTATBA après aménagement..... | 02/08 |
| Profil en long de l'oued Abed après aménagement | 03/08 |
| Profil en travers de sections aménagées pour l'oued Abed | 04/08 |
| | |
| Plans de masse de la zone ouest de la ville de ATTATBA avant aménagement..... | 05/08 |
| Plans de masse de la zone ouest de la ville de ATTATBA après aménagement | 06/08 |
| Profil en long de l'oued champs plein après aménagement | 07/08 |
| Profil en travers de sections aménagées pour l'oued champs plein..... | 08/08 |

Introduction générale :

Les crues et les inondations posent un problème majeur et croissant pour le développement socioéconomique à l'échelle mondiale. En fonction de la croissance démographique, la tendance à l'urbanisation et les changements climatiques, les risques des inondations évoluent mettant en péril des vies humaines, Plusieurs régions en Algérie sont menacées par ce phénomène, dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées et même les rives des oueds. Notre étude vise à protéger la ville d'Attatba contre les inondations en aménageant les oueds Abed, Champs Plein et deux petits cours d'eau. Pour atteindre cet objectif, notre travail se structure autour des chapitres suivants

- **Présentation de la zone d'étude** : Ce chapitre offre un diagnostic détaillé des caractéristiques topographiques, géologiques, démographiques et hydrauliques de la ville d'Attatba.
- **Étude hydrologique** : Ce chapitre examine les caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant, analyse les pluies maximales journalières et calcule les intensités pour déterminer les débits de crue pour différentes périodes de retour.
- **Estimation des débits de projet** : L'objectif est de déterminer les débits de crue pour différentes périodes de retour afin de choisir les aménagements appropriés et de délimiter les zones inondables.
- **Simulation des écoulements hydrauliques et cartographie des zones inondables à risque** : Ce chapitre modélise les écoulements dans les cours d'eau pour définir les hauteurs et limites d'eau atteintes lors des crues de différentes fréquences, et d'autres caractéristiques nécessaires pour définir les types d'aménagements à retenir.
- **Étude des variantes d'aménagement** : Ce chapitre explore différentes options d'aménagement des oueds Abed, Champs Plein et des deux petits cours d'eau pour assurer une protection régulière contre les crues.
- **Organisation du chantier** : Ce chapitre se concentre sur les devis quantitatifs et estimatifs ainsi que sur l'organisation du chantier, afin de réaliser le projet d'aménagement dans les meilleures conditions de sécurité et dans les délais impartis.

- **Sécurité de travail** : Ce chapitre est consacré à assurer le bien-être des travailleurs et à prévenir les accidents professionnels. Il explore les stratégies et les pratiques nécessaires pour maintenir un environnement de travail sûr et sain. Cela inclut la formation continue des employés, l'évaluation régulière des risques, et l'implémentation de protocoles de sécurité rigoureux. En outre, il souligne l'importance de la surveillance constante et de l'amélioration des conditions de travail pour réduire les risques d'accidents et favoriser une culture de sécurité proactive au sein de l'organisation.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

La description de la zone d'étude est une part importante de la planification de la protection contre les inondations. Elle fournit des informations cruciales sur la topographie, la géologie et l'hydrologie locale qui sont essentielles pour comprendre les risques d'inondation et pour élaborer des mesures préventives et de protection appropriée.

I.1 Présentation de la zone d'étude :

I.1.1 Situation géographique :

ATTATBA se trouve à environ 12 km à l'ouest de son chef-lieu de Daïra Koléa, à 54 km d'Alger et à 25 km de son chef-lieu de wilaya Tipaza. Elle couvre une superficie d'environ 6500 hectares. L'agglomération se trouve sur le versant sud du Sahel, une colline culminant à 300 mètres d'altitude. Attatba domine de ce côté la plaine de la Mitidja. Le côté Nord donne sur la mer Méditerranée et surplombe la ville côtière de Bou Ismail.

Elle est limitée administrativement :

- Au Nord par la commune de Ain Tagourait, Bouharoun et Khemisti.
- A l'Est par la commune de Chaiba.
- Au Sud par la wilaya de Blida.
- A l'Ouest par la commune de Ahmeur El Ain et Sidi Rached.

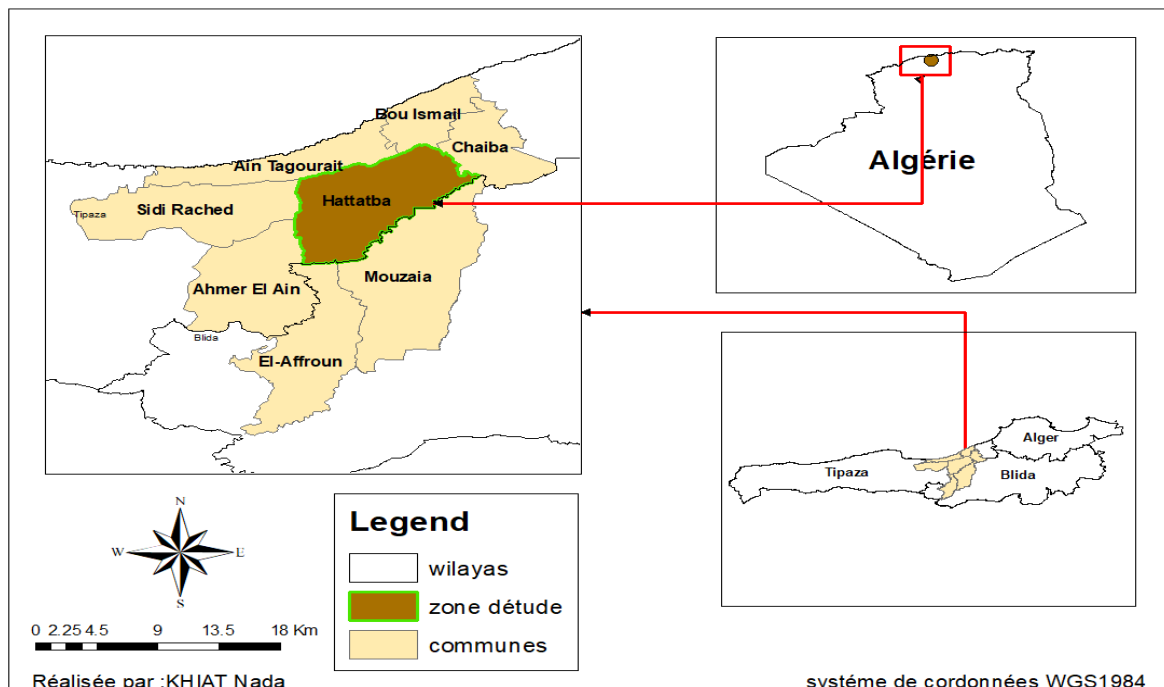


Figure I.1 : Situation de la ville de Attatba au sein des wilayas et des communes.

I.2 Situation climatique :

Les conditions atmosphériques d'une zone ont un impact direct sur le sol, il est donc crucial de définir les paramètres climatiques de la zone pour comprendre leur relation avec l'urbanisation et prendre des mesures de prévention pour minimiser le risque de catastrophes naturelles éventuelles. Pour cette raison, des précautions doivent être prises pour prévoir de tels événements et réduire les dommages éventuels.

I.2.1 Climat :

Le climat de l'Algérie du Nord est de type méditerranéen, c'est-à-dire doux et humide en hiver, et chaud et sec en été.

Attatba, le chef-lieu de la commune, se caractérise par un climat humide et tempéré, influencé par le littoral malgré une barrière naturelle créée par le Sahel. Les paramètres climatiques de la région ont été évalués en référence aux données du document "Le climat de l'Algérie" de P. SELTZER et celles collectées par le centre climatologique de Dar El Beida (ONM).

I.2.2 Température :

La température joue un rôle crucial, tout comme les autres facteurs, dans le processus d'évapotranspiration et de bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région.

Les valeurs de la température moyenne annuelle observées dans la région, oscillent autour de 10°C en hiver ; mais en été elle avoisine les 30°C en moyenne, car l'influence marine diminue les vents du Sud prédominants. On peut distinguer deux saisons principales :

- Une saison pluvieuse et froide, qui s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril, elle affecte principalement les mois de janvier et février avec un minima qui est proche de 10°C.
- Une saison très sèche et chaude, s'étalant du mois de Mai au mois d'Octobre, avec un maxima au mois d'Août qui est proche de 30°C.

Le tableau ci-dessus nous donne les températures moyenne annuelle, de 1972-2008

Tableau I.1: Température moyenne annuelle à la station de Attatba (période 1972 – 2008)

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil | Aout | Moy anuel |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|------|-------|-----------|
| T (°C) | 23,7 | 19,4 | 14,8 | 11,5 | 10,5 | 10,9 | 13 | 15,2 | 18,45 | 22,25 | 25,8 | 26,55 | 17.68 |

(Source : ONM - Dar El Beida)

I.2.3 Pluviométrie :

Les précipitations représentent l'ensemble des eaux de pluie collectées par un bassin versant ou une surface spécifique. Selon (Touaibia, 2015), la hauteur de précipitation correspond à la taille de la lame d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale si toutes les précipitations étaient sous forme liquide.

La pluviométrie qui varie généralement entre 600 et 950 mm/an, est monomodale et le mois le plus pluvieux est décembre. Environ 45% de la pluie annuelle tombe pendant les trois mois de novembre, décembre et janvier, moins de 10% tombe pendant les quatre mois s'étale de juin à septembre. Le nombre moyen de jours pluvieux est de 65 à 120 par an. L'intensité moyenne des pluies varie entre environ 5mm par jour pluvieux en juillet et août, et plus de 50 mm par jour pluvieux en hiver.

Tableau I.2: Pluie journalière maximum à la station de Kolea (période 1992 – 2021) (ANRH)

| Mois | sep | Oct | nov | dec | jan | fev | mars | avril | mai | juin | juillet | Aout |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|---------|------|
| Année | 2009 | 1996 | 2007 | 2014 | 1993 | 2002 | 1994 | 1995 | 2012 | 2017 | 2002 | 2011 |
| Pjmax (mm) | 53.6 | 74 | 99.9 | 65 | 80.1 | 52.4 | 47.5 | 104.3 | 81.6 | 33 | 6.2 | 37.6 |

Voici la carte pluviométrique pour le nord de l'Algérie

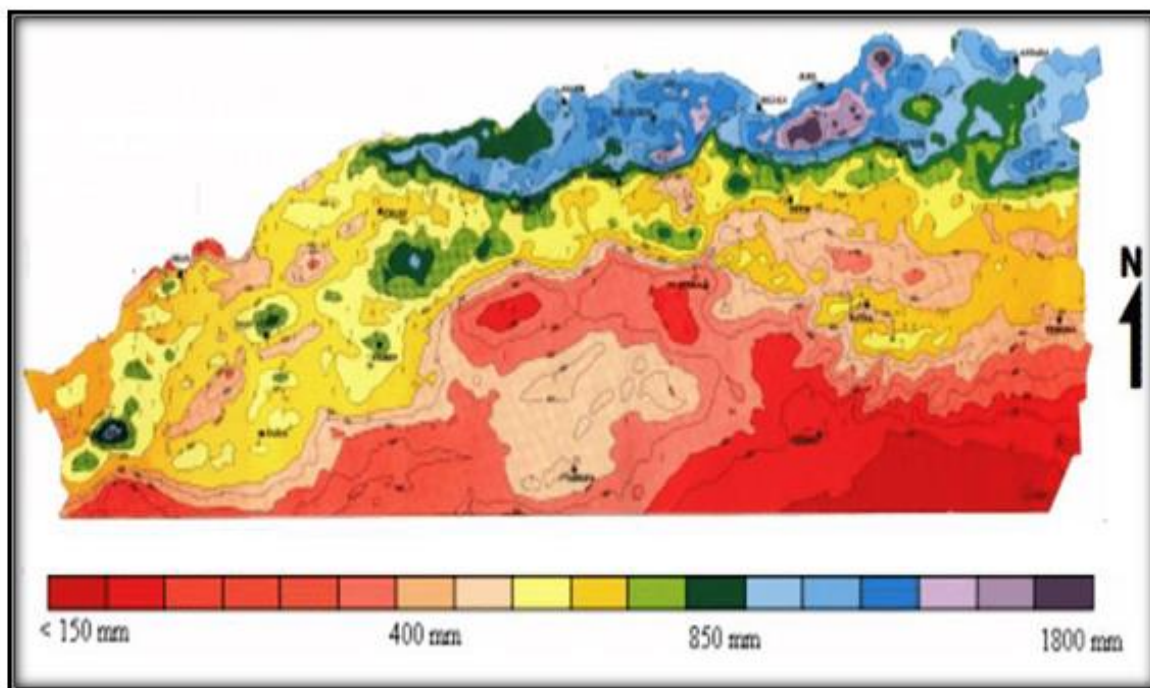


Figure I.2 : carte pluviométrique pour le nord de l'Algérie

I.2.4 Vents :

Il est essentiel d'étudier les vents pour la construction des ouvrages d'art et dans le domaine hydraulique. Il est important de comprendre leur répartition mensuelle en ce qui concerne leur vitesse et leur fréquence, tout en tenant compte de leur direction. (Touaibia, 2015)

Le sirocco, vent chaud du sud qui dessèche les sols et les cultures, souffle surtout en été. L'enregistrement de ce vent est subjectif, mais il semble qu'il souffle pendant à peu près 15 jours par an. 70% de ces jours de sirocco se produisent pendant les mois de juin, juillet, août et septembre. La probabilité la plus basse d'un jour de sirocco se situe en décembre, janvier et février.

Tableau II.3: Vitesse du vent à la station de Attatba (période 1972 – 2008) (ONM-Dar El Beida)

| Mois | Sep | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mars | Avril | Mai | Juin | Juill | Aout |
|-----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-------|-----|------|-------|------|
| Vitesse du vent (m/s) | 1,9 | 1,9 | 2 | 1,8 | 1,7 | 1,6 | 1,6 | 1,5 | 1,6 | 1,7 | 1,9 | 1,7 |

I.2.5 Humidité :

Les données disponibles, concernant l'humidité relative moyennes, mensuelles et annuelles, enregistrées par la station la plus proche, de Castiglione et résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Répartition de l'humidité pour la période (2005-2016), (Source ONM).

| Mois | Jan | Fév | Mars | avril | mai | juin | juil | Aout | Sept | Oct | Nov | Déc | Moy |
|------|-----|-----|------|-------|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|
| H% | 74 | 76 | 75 | 74 | 78 | 78 | 79 | 81 | 80 | 78 | 76 | 74 | 77 |

L'humidité relative indique que l'état de l'atmosphère est plus ou moins proche de la condensation, et c'est à cette valeur que correspond la sensation d'humidité ou de sécheresse de l'air.

I.3 Situation hydraulique :

La ville d'Attatba est traversée par deux oueds principaux :

- L'oued Abed draine le bassin versant qui se termine à l'amont du Centre-ville dans un canal qui fonctionne également comme une principale conduite d'eau usée jusqu'à son exutoire dans l'oued Djer.



Figure I. 3 : Présentation du tracé d'oued Abed

- L'oued champs plein, qui draine le bassin versant Ouest à la sortie (Ouest) de la ville. Ce oued traverse le boulevard de l'indépendance puis la RN 67 avant de se jeter dans l'oued Djer via une tranchée creusée dans un verger

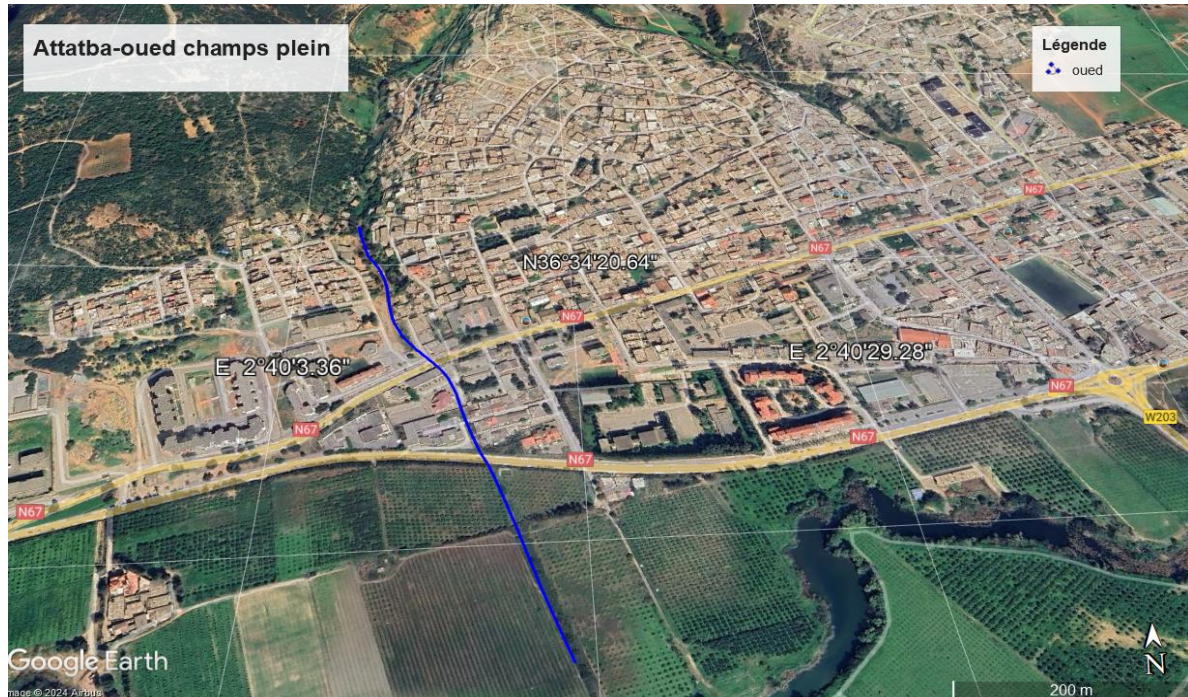


Figure I. 4 : Présentation du tracé d'oued champs plein

Le réseau hydrographique donc est relativement important car le majeur parti de l'oued et ravins prient leurs naissances vers l'oued du site urbain, du fait que le terrain est très accidenté.

Vers la partie basse, la majorité de ces confondent avec le relief et leur eau s'infiltra le lac.

Tandis que les autres oueds rejoindront encore plus bas oued auriane, dont le lit et calibré pour permettre le drainage des eaux recueillies le long de sont parcours. Un important réseau de drainage sillonne le lac halloula et leur direction converge vers le tunnel et le dégorgement du lac.

Il existe plusieurs sources qui sillonnent de l'Est vers l'Ouest, la zone médiane des collines mais hélas ; la majorité d'entre-elles est tarie, cause du manque sensible de la pluie. La plus importante source qui reste, se trouve vers le nord-ouest à 700m environs du douar techalabi.

I.4 Géologie :

Géologiquement, la région de Attatba est constituée de roches sédimentaires d'âge Tertiaire, sur lesquelles se sont installées les formations superficielles d'âge quaternaire.

La série stratigraphique reconnue montre la succession géologique suivante :

1. Tertiaire :

• Le pliocène inférieur :

Les dépôts sont développés au centre et au nord de la région. Ils sont constitués à la base par des compacts intercalés d'argile gris foncé à bleuâtre.

Cette série est surmontée par un faciès argileux jaune verdâtre compacte est faibles ferrugineux, la puissance totale des argiles est de 50m environ.

• Le pliocène supérieur :

Le dépôt se rencontre à l'Est et à l'Ouest de la région. Ils sont constitués par des roches calcaires à calcaro-gréseuses, surmontée d'un faciès gréseux à argilo gréseux.

Le calcaire est organogène détritique, clair caverneux d'une dureté médiocre, la puissance totale de l'assise est de 50m environ.

2. Quaternaire :

- **Formations récentes** : Les dépôts sont principalement développés dans la plaine et Nord de la région. Ils sont constitués essentiellement par des limons sableux et des dépôts des roches organogène détritiques érodées.
- **Formations actuelles** : Elles sont principalement développées au Nord de la région et constituées par des sables argileux, des limons et des dépôts de marais. Leur puissance est de 15 m environ.

I.5 Hydrogéologie

La région est dotée de deux couches aquifères :

- La première renferme une nappe libre (conservée entre la couche du sol et l'argile). Lors de l'exploitation ces eaux peuvent facilement évacuées.
- La seconde captive moins importante se trouve en charge sous les formations de Pliocène supérieur.

Trois forages importants exploitent le premier horizon aquifère (permettent l'alimentation en eau potable de la ville et des douars environnants). Le débit de ces forages oscille entre 5 à 8 l/s.

I.6 Activité sismique :

Attatba faisait partie de la zone sismique n°2, mais après le tremblement de terre de Boumerdes en mai 2003, la wilaya de Tipaza a été reclassée en zone n°3. Dans cette optique, il est essentiel de prendre en compte les mesures de prévention lors de la planification urbaine et pendant les travaux.

En date du 29 octobre 1989 à 19h09'24'' (temps universel), un séisme destructeur a touché la région de Tipaza. L'épicentre du choc principal se localise sur le versant ouest du mont de Chenoua (36° 36,9' de la latitude et 2° 19.57' de la longitude), selon le CRAAG (Centre de Recherche Applique en Astrophysique et Géophysique).

Cette région est étudiée avec attention car le dernier tremblement de terre a provoqué beaucoup de désordre dans le paysage (la construction qui ont entraîné la mort de personnes).

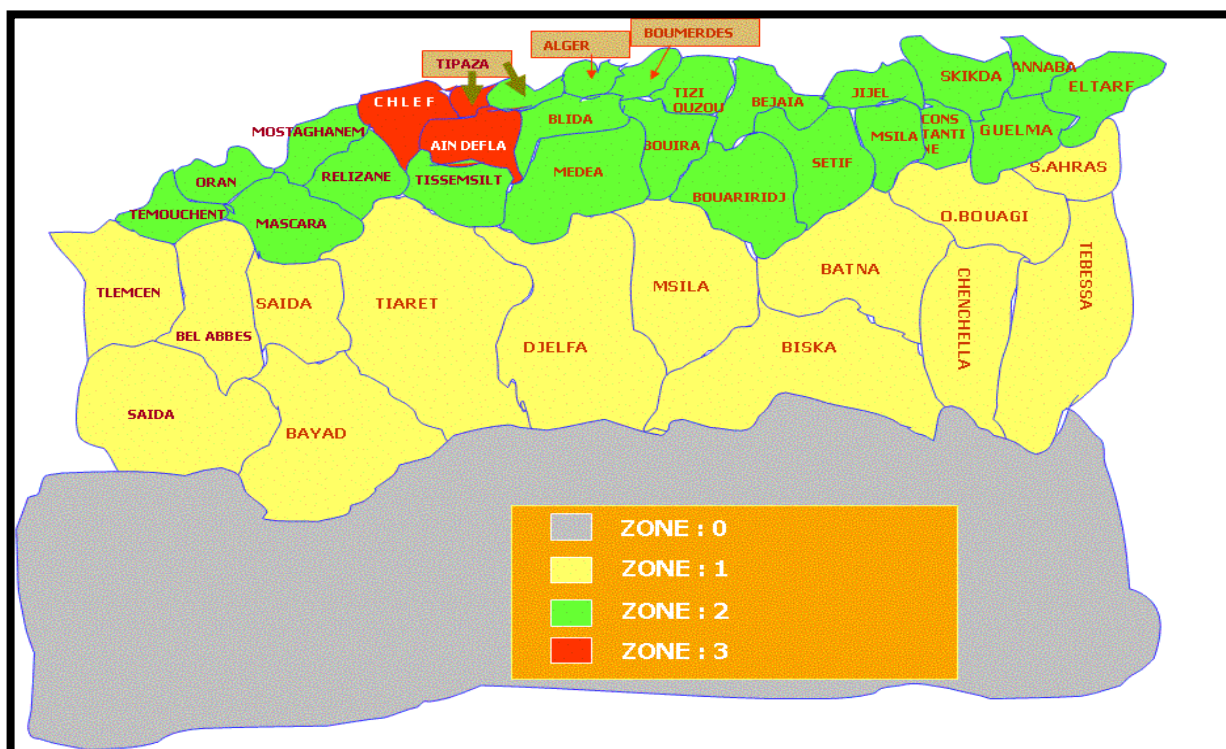


Figure I.5 : Zonage sismique de l'Algérie selon le RPA.

I.7 Description Du Bassin Versant De La ville de Attatba :

I.7.1 Définition D'un Bassin Versant :

Un bassin versant ou bassin hydrographique est une zone géographique définie par des lignes de crête (ou lignes de partage des eaux) et drainée par un même réseau hydrographique (une rivière, avec tous ses affluents).

Il s'agit d'un relief où les eaux de surface ruissellent se déversent et se regroupent vers un point unique, l'exutoire. (Touaibia, 2015).

Ce dernier est défini comme le point de convergence final du réseau hydrographique ou toutes les eaux de ruissèlement du bassin se rejoignent.

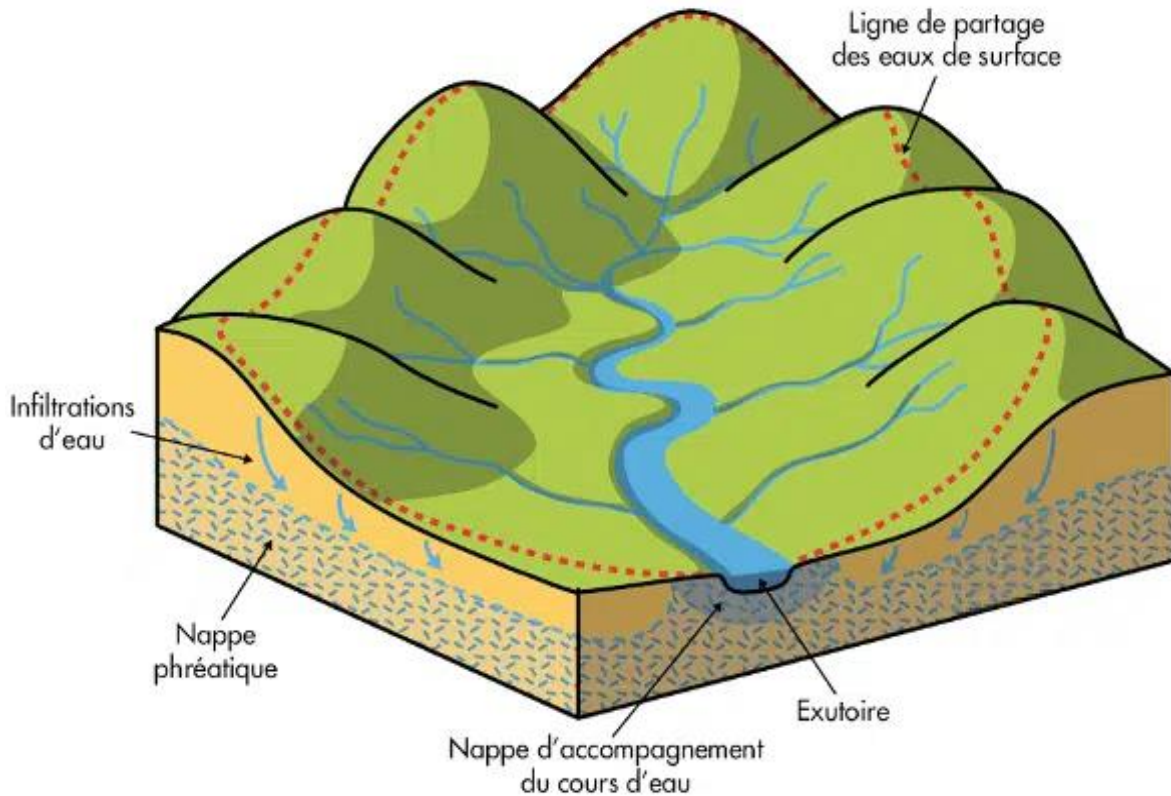


Figure I.6 : Exemple d'un bassin versant.

I.7.2 Délimitation Des Bassins Versant :

L'objectif de la délimitation des bassins versants est de définir les caractéristiques géométriques et topographiques. Elle est réalisée en utilisant les lignes de plus grande pente et la ligne de crête.

Deux méthodes de délimitation sont possibles :

- Méthodes classiques : en utilisant des cartes topographiques, l'outil utilisé pour cela est le logiciel Autocad.
- Méthodes récentes : à l'aide du SIG et en se référant à un réseau hydrographique extrait d'un MNT (Modèle Numérique de Terrain).

Dans notre recherche, cette délimitation a été réalisée en utilisant le modèle SIG sur le logiciel « ArcGIS » en se basant sur des données MNT de 30 mètres de résolution.

En combinant ces outils et ces interfaces, nous avons réussi à définir les bassins versants de la zone étudiée et à évaluer leurs caractéristiques.

Les résultats sont présentés dans la figure ci-dessous :

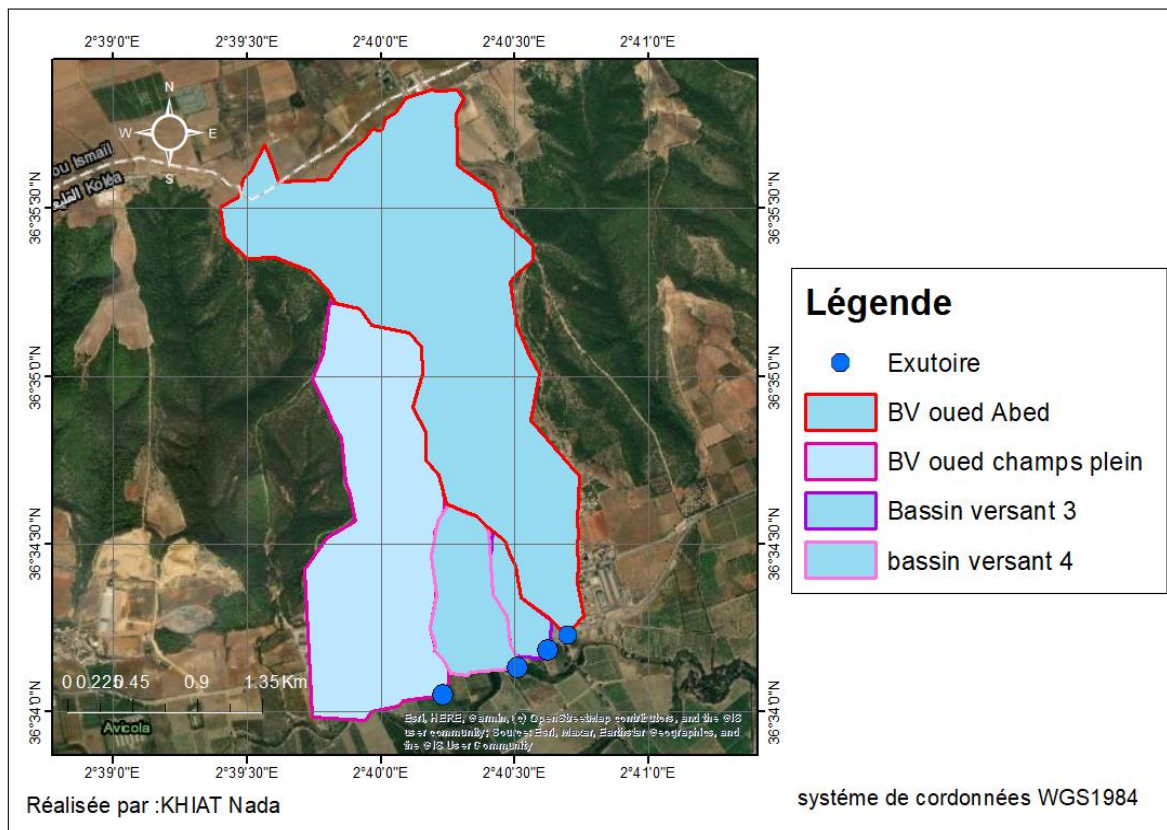


Figure I.7 : Résultat de la délimitation des bassins versants sur Arc-GIS.

I.8 Relief et topographie

ATTATBA est une ville située sur un versant de colline abrupt. Les pentes sont extrêmement élevées, allant de 5 à 20%. Généralement, elles sont orientées Nord-Sud, c'est-à-dire de la crête vers la plaine. Les lignes de crêtes des bassins versants dépassent les 200 mètres d'altitude. À la limite de la plaine, elle s'élève à 45 m NGA et en crête de colline à 220 m, ce qui représente une pente moyenne d'environ 175 m sur une bande approximative de 1500 m, ce qui représente une pente moyenne supérieure à 10%. Les pentes sont encore plus élevées dans les bassins versants des oueds, ce qui entraîne des ravins assez profonds et des pentes encore plus élevées, allant de 30 à 50%. Cela indique les quantités de ruissellement et les vitesses d'écoulement vers les lits des

cours d'eau, tout cela aggravé par la perte de couvert végétal causée par l'expansion de la ville d'une part et les incendies de forêts d'autre part.

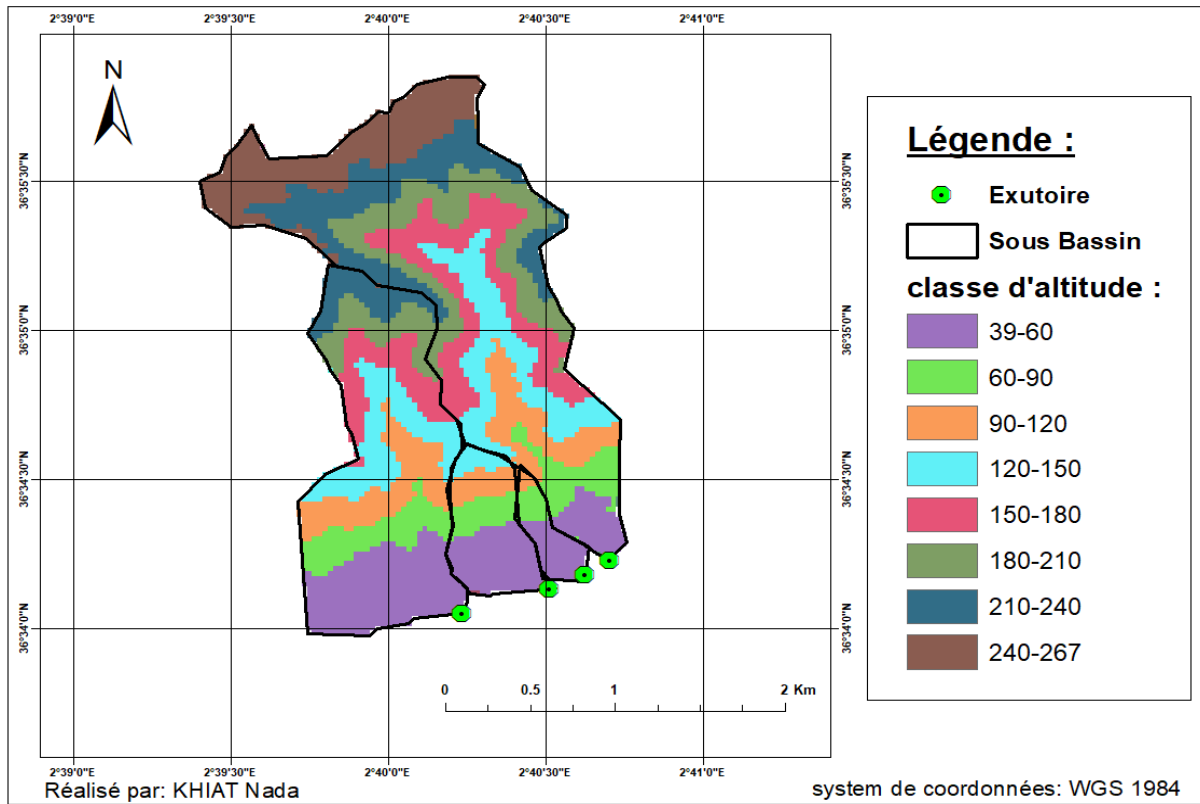


Figure I.8 Carte Topographique Du Bassin Versant

Et Voici la Carte Des Pentes Des Bassins Versants représentée dans la figure suivante :

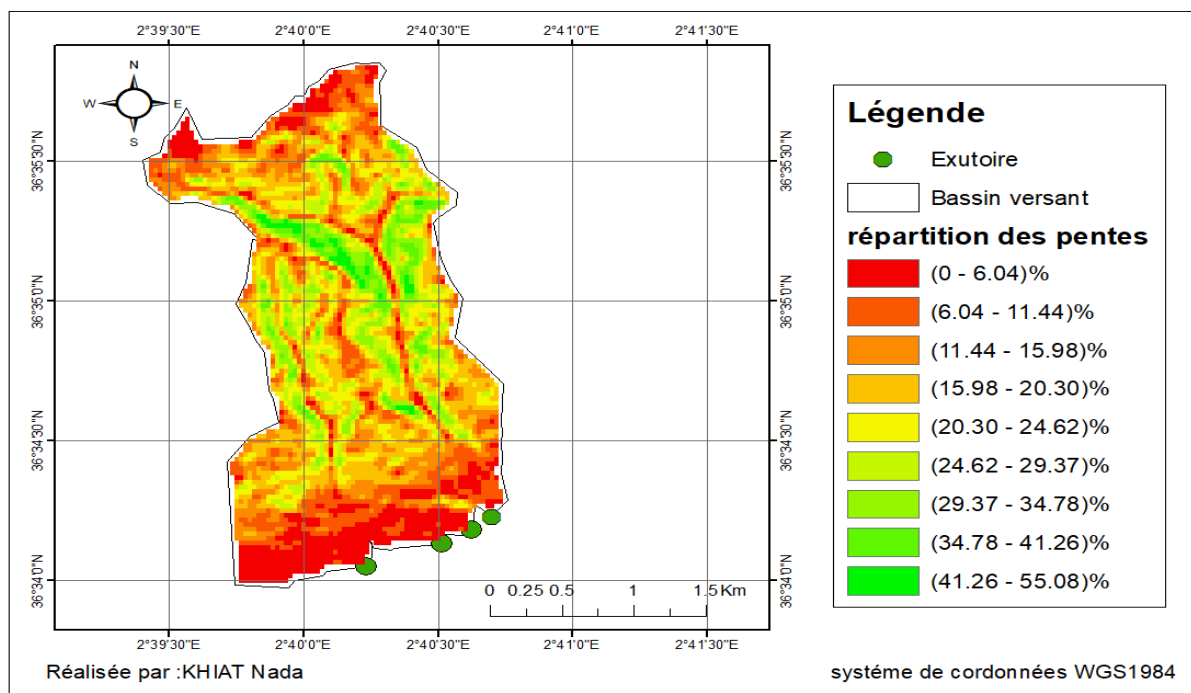


Figure I.9 : carte des pentes des sous bassins

I.9 Population :

La population de l'aire d'étude et sa proportion dans la commune en 2008 ; la population totale enregistrée au RGPH 2008 est de 26936 habitants, ce qui présente une densité de 4.14 habitants par hectare.

En 2013, la zone a enregistré un taux de croissance annuel évalué à 2.15%

I.10 Routes et voies de communications

Trois routes importantes forment les axes principaux de Attatba :

- La route de contournement de Attatba : réalisée dans les années 1992-1993, c'est un tronçon de la RN 67 qui relie l'axe Koléa-Atatba-Sidi Rached-Hadjout. Cette route forme en même temps la limite Sud de la ville et aussi la limite entre la ville et la plaine de la Mitidja Ouest.
- La route reliant Attatba à Bou Ismail : elle dessert l'axe Sud – Nord en reliant la RN 67 à la RN 11 (route côtière).
- La route reliant Attatba à Mouzaia (CW 203).

L'infrastructure routière à l'intérieur de l'agglomération comporte aussi des routes bien aménagées dans le centre-ville (Bd. de l'indépendance, rue du 1^{er} Novembre, rue de la Liberté, rue hadj Djelloul, ...).

Les rues qui relient les nouveaux lotissements sont goudronnées mais sont en très fortes pentes. Elles relient le boulevard de l'indépendance à la rue du 1^{er} Novembre avec prolongement vers les quartiers hauts (rue nassah Djillali, Nessah med, Saidani Med) jusqu'aux nouvelles habitations précaires.

Les voies d'accès et de passage de la zone d'habitat précaire sont des chemins en terres dont les tracés sont sinueux et étroits, avec des pentes assez fortes.

Conclusion

Dans un premier temps, l'étude diagnostique permet d'obtenir une compréhension approfondie de la zone d'étude dans tous ses aspects (géologique, climatique, hydrologique, etc.). Cela rend la compréhension des véritables raisons des inondations plus facile, que ce soit les cours d'eau, les chaabas ou leur interaction. Pendant les périodes de crue, cette recherche permet aussi de mieux comprendre leur comportement. Elle offre également la possibilité d'évaluer les dommages causés et de donner une idée préliminaire des mesures envisagées avant de se lancer dans les études hydrologique et hydraulique.

CHAPITRE II :

Etude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui s'intéresse au cycle de l'eau et les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

L'analyse hydrologique a pour objectif d'étudier les processus de formation des écoulements, des ruissellements de surface et des crues. Il repose sur les données climatiques et géomorphologiques du bassin versant, ce qui permet de calculer le débit de crue pour différentes périodes de retour.

L'objectif de ce chapitre est donc de définir les principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir défini le bassin versant des oueds de la ville de ATTATBA, en utilisant le logiciel ArcGIS pour évaluer ces caractéristiques. Évaluer les dates de retour et évaluer les niveaux de crue requis pour la planification de l'aménagement de l'oued qui permettra de préserver la zone des inondations.

II.1 Caractéristiques Hydro-morpho métriques De Bassins Versants :

Le bassin versant est caractérisé par un ensemble de paramètres morphométriques « surface, périmètre, forme, pente, relief » qui interviennent le plus souvent de manière combinée, agissant sur les schémas d'écoulement et influençant sa réponse hydrologique dans les bassins versants.

II.1.1 Surface et périmètre :

La superficie et le périmètre d'un bassin versant sont des facteurs cruciaux dans les études de bassin versant, car ils indiquent l'étendue de la collecte des précipitations et la longueur de l'approvisionnement du cours d'eau à l'intérieur de la limite curviligne du bassin versant.

Dans notre étude la délimitation des bassins versant sur le logiciel ArcGIS nous a permis de déterminer les superficies et les périmètres représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.1 : Superficies et périmètres des bassins versants étudiés

| Bassin versant | Surface (Km ²) | Périmètre (Km) |
|-------------------|----------------------------|----------------|
| Oued Abed | 2.24 | 8.76 |
| Oued champs plein | 1.29 | 5.88 |
| Oued 3 | 0.11 | 1.78 |
| Oued4 | 0.31 | 2.49 |

II.1.2 Caractéristiques de Forme :

La forme du bassin versant à une influence sur l'allure de l'hydrogramme de pluie au niveau de l'exutoire du bassin qui est due à la notion de temps de concentration, par exemple Un bassin versant allongé ne réagira pas comme un bassin ramassé même dans les mêmes conditions météorologiques

II.1.3 Indice de compacité de Gravelius Kc :

L'indice de compacité ou indice de Gravelius définit la forme du bassin. Il correspond au rapport entre le périmètre du bassin en question et celui du cercle de surface équivalent, la formule qui détermine l'indice de compacité défini par la formule :(Laborde, 2000) .

$$K_C = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \tag{II.1}$$

- Kc : Indice de compacité de Gravelius
- P : le périmètre du BV (Km)
- A : la surface du BV (Km²)

Avec :

- KC= 1.3 bassin est compact.
- 1 < KC < 1.3 bassin est moins compact.
- KC > 1.3 bassin est allongé.

Plus le KC est élevé, plus le bassin versant sera allongé, ce qui entraînera une augmentation du temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau atteigne le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour atteindre l'exutoire, ce qui entraînera une diminution de la crue. Ainsi, le temps de concentration Tc est inversement lié à l'indice de compacité.

Pour notre cas :

Tableau II.2 : indice de compacité des bassins versants étudiés

| BV | Kc | Forme du bassin |
|-------------------|------|-----------------|
| Oued Abed | 1.64 | Allongé |
| Oued champs plein | 1.45 | Allongé |
| Oued3 | 1.5 | Allongé |
| Oued4 | 1.25 | Moins compact |

II.1.4 Rectangle équivalent :

Il s'agit de calculer les dimensions d'un bassin fictif de forme rectangulaire ayant la même superficie, le même périmètre et le même indice de compacité que le bassin versant initial. Selon Roche (1963), la formule qui nous permet de calculer les dimensions du rectangle équivalent (longueur et largeur) est la suivante :

Longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution P et A

$$L = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \tag{II.2}$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \tag{II.3}$$

Avec :

- L : Longueur du rectangle (Km)
- l : Largeur du rectangle (Km)
- Kc : Indice de compacité de Gravelius
- A : la surface du BV (Km²)

Le tableau suivant englobe les paramètres morphométriques du bassin versant calculés Précédemment :

Tableau II. 3 : Paramètres morphométriques des bassins versants

| Bassin-versant | Surface (km ²) | Périmètre (Km) | Kc | L (Km) | l (Km) |
|-------------------|----------------------------|----------------|------|--------|--------|
| Oued Abed | 2.24 | 8.76 | 1.64 | 3.79 | 0.59 |
| Oued champs plein | 1.29 | 5.88 | 1.45 | 2.40 | 0.54 |
| Oued3 | 0.11 | 1.78 | 1.5 | 0.74 | 0.15 |
| Oued4 | 0.31 | 2.49 | 1.25 | 0.9 | 0.34 |

II.1.5 Caractéristiques Du Relief :

Le relief est défini comme étant la variation des altitudes. Ces variations influent sur Des facteurs comme l'écoulement, la précipitation, la végétation, en outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement

II.1.6 Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est une représentation de l'altitude par rapport à la surface. Il est possible d'obtenir cette information en mesurant les surfaces comprises entre différentes tranches d'altitude ou courbes de niveaux. Cette tâche nous a été facilitée grâce à l'utilisation du logiciel ArcGIS, grâce auquel nous avons créé des cartes hypsométriques des bassins de notre recherche. En abscisse, la courbe hypsométrique est représentée par le pourcentage de la surface totale du bassin situé au-dessus des altitudes indiquées en ordonnées. Le diagramme hypsométrique est également défini par la valeur de la superficie partielle située entre deux zones d'altitudes successives, représentées en abscisses. Ces graphiques offrent la possibilité de mesurer des altitudes spécifiques au relief.

- **Bassin versant oued Abed**

Les résultats des surfaces partielles sont représentés dans le Tableaux et les figures suivantes :

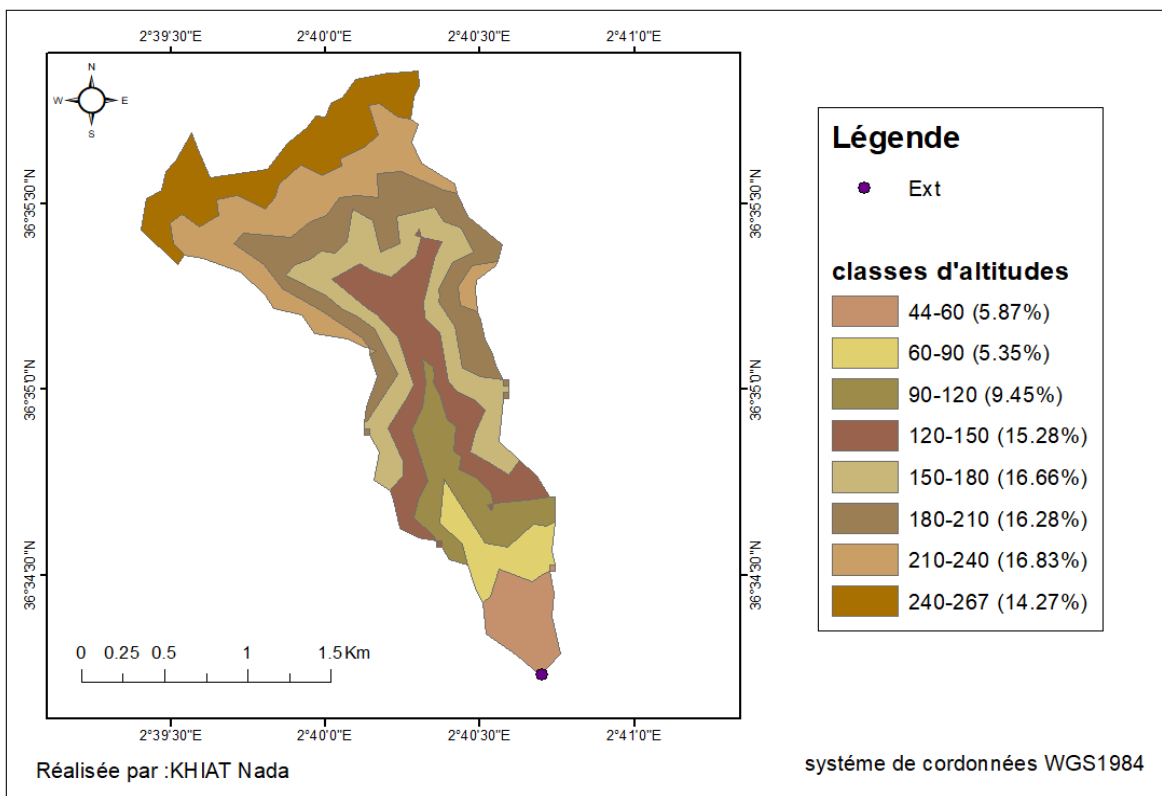


Figure II.1 : Carte Hypsométrique du bassin versant oued Abed

Les résultats détaillés sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.4 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BVoued Abed .

| Altitude | Élévation (m) | Surface partielle (Km ²) | Surface partielle (%) | Surface cumulées (%) |
|----------|---------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------|
| 44-60 | 52 | 0.13 | 5.87 | 100 |
| 60-90 | 75 | 0.12 | 5.35 | 94.13 |
| 90-120 | 105 | 0.21 | 9.45 | 88.78 |
| 120-150 | 135 | 0.34 | 15.28 | 79.32 |
| 150-180 | 165 | 0.37 | 16.66 | 64.04 |
| 180-210 | 195 | 0.36 | 16.28 | 47.38 |
| 210-240 | 225 | 0.38 | 16.83 | 31.10 |
| 240-267 | 253.5 | 0.32 | 14.27 | 14.27 |

La figure suivante met en évidence les variations observées dans les données précédentes

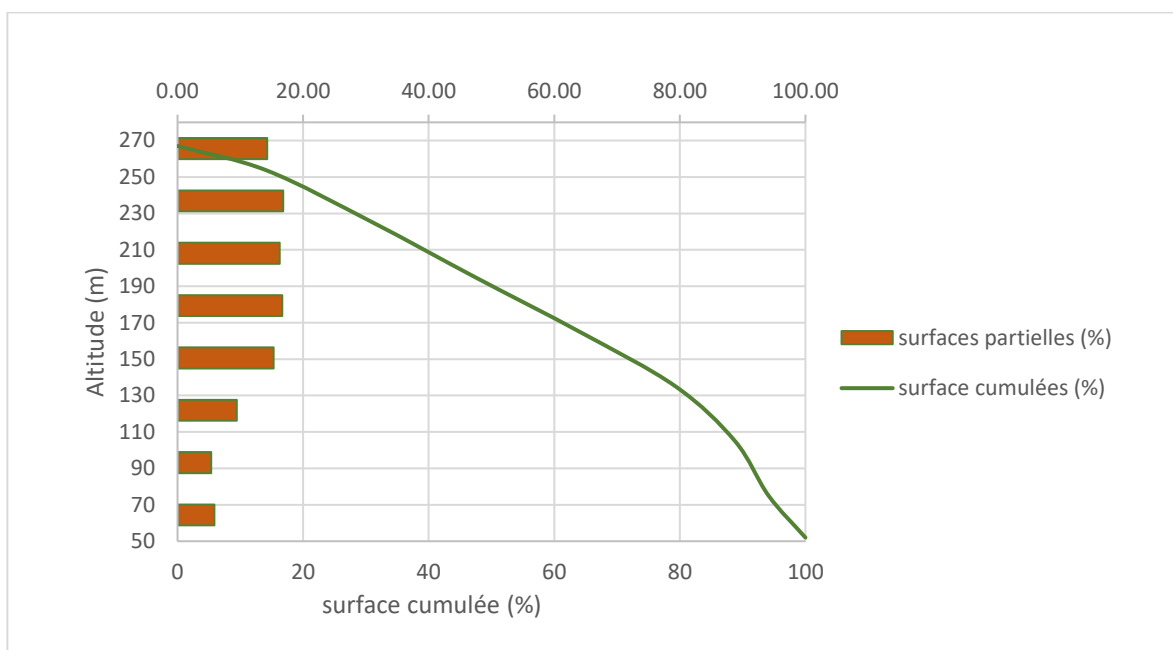


Figure II.2 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du Bv oued Abed

• Bassin versant oued champs plein :

Les résultats des surfaces partielles sont représentés dans le Tableaux et les figures suivantes :

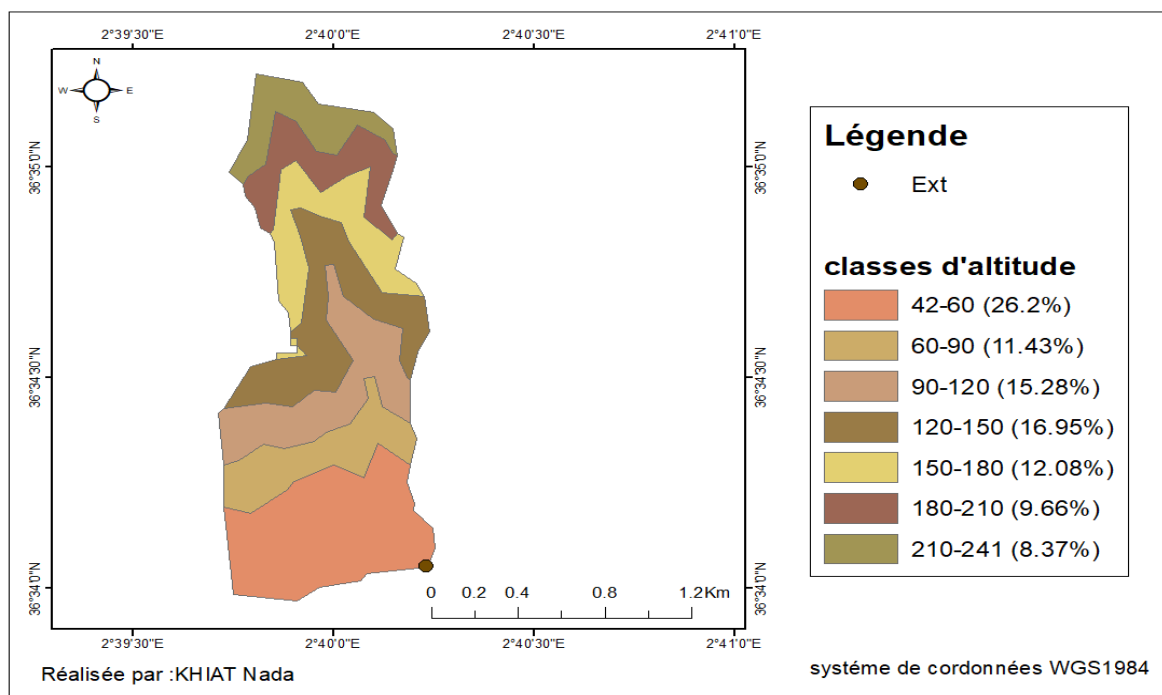


Figure II. 3 : Carte Hypsométrique du bassin versant oued champs plein

Les résultats détaillés sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV oued champs plein

| Altitude | Elévation (m) | Surface partielle (Km ²) | Surface partielle (%) | Surface cumulée (%) |
|----------|---------------|--------------------------------------|-----------------------|---------------------|
| 42-60 | 51 | 0.34 | 26.21 | 100 |
| 60-90 | 75 | 0.15 | 11.44 | 73.79 |
| 90-120 | 105 | 0.20 | 15.29 | 62.36 |
| 120-150 | 135 | 0.22 | 16.95 | 47.07 |
| 150-180 | 165 | 0.16 | 12.08 | 30.12 |
| 180-210 | 195 | 0.12 | 9.67 | 18.03 |
| 210-241 | 225.5 | 0.11 | 8.37 | 8.37 |

La figure suivante met en évidence les variations observées dans les données précédentes

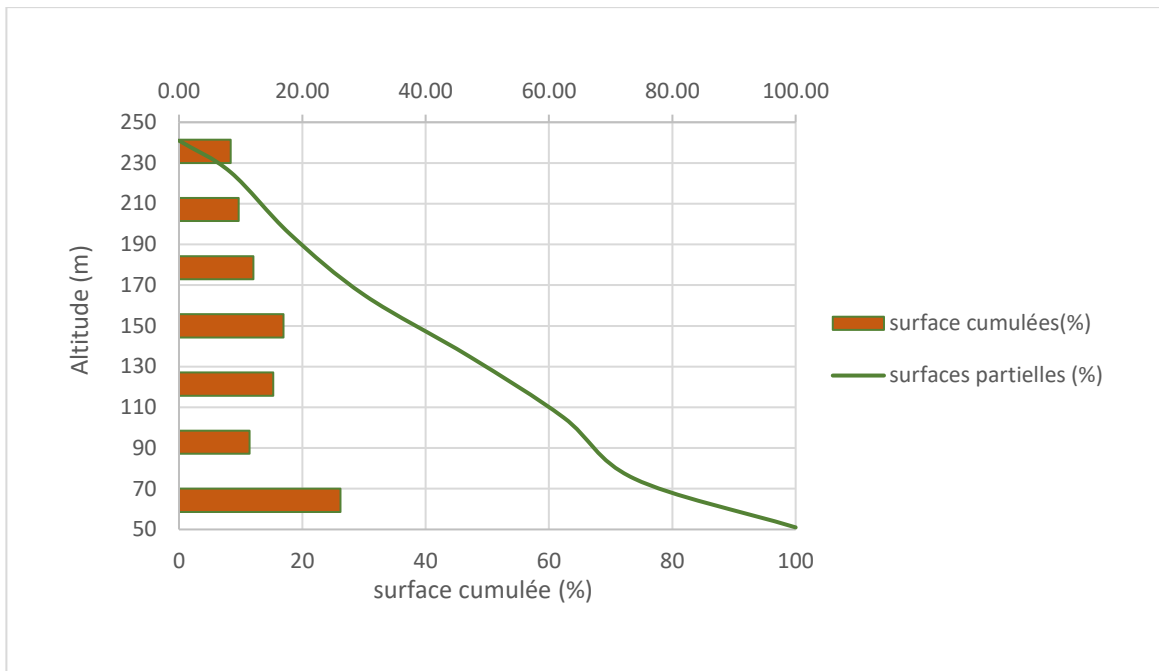


Figure II.4 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du BV oued champs plein

• Bassin versant 3 :

Les résultats des surfaces partielles sont représentés dans le Tableaux et les figures suivantes :

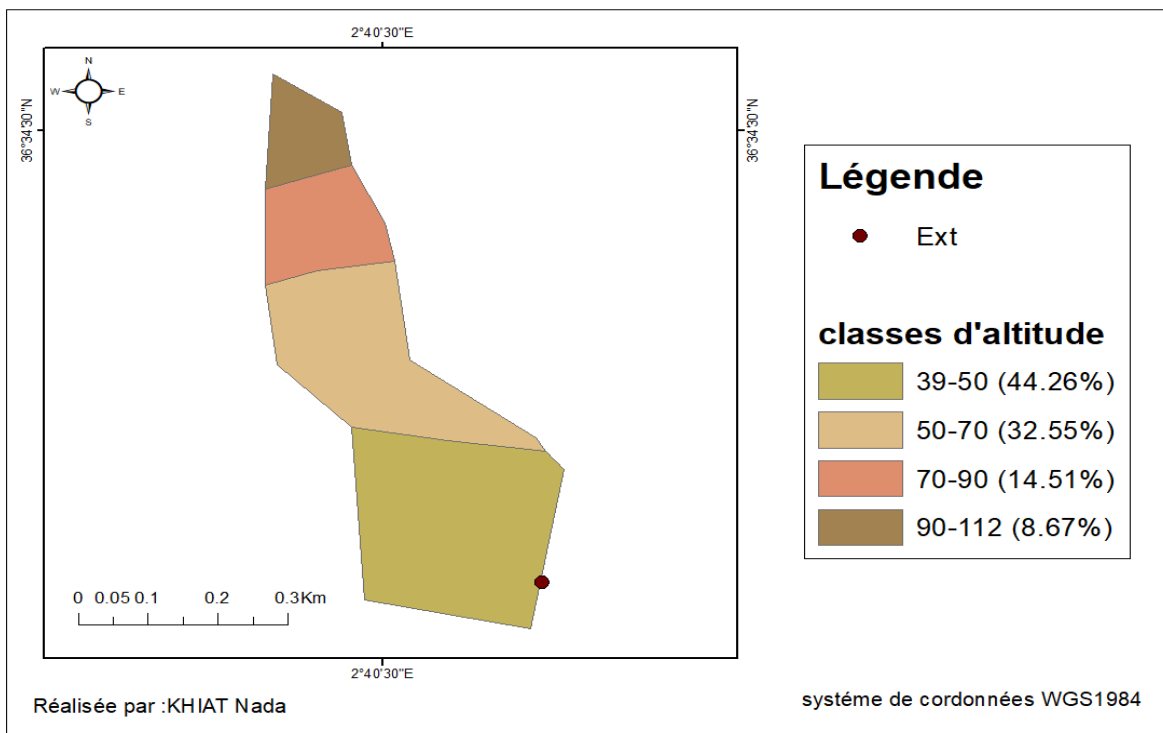


Figure II. 5 : Carte Hypsométrique du bassin versant 3

Les résultats détaillés sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6: Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV3

| Altitude | Elévation (m) | Surface partielle (km ²) | Surface partielle (%) | Surface cumulée (%) |
|----------|---------------|--------------------------------------|-----------------------|---------------------|
| 39-50 | 44.5 | 0.05 | 44.26 | 100 |
| 50-70 | 60 | 0.04 | 32.55 | 55.74 |
| 70-90 | 80 | 0.02 | 14.51 | 23.19 |
| 90-112 | 101 | 0.01 | 8.68 | 8.68 |

La figure suivante met en évidence les variations observées dans les données précédentes

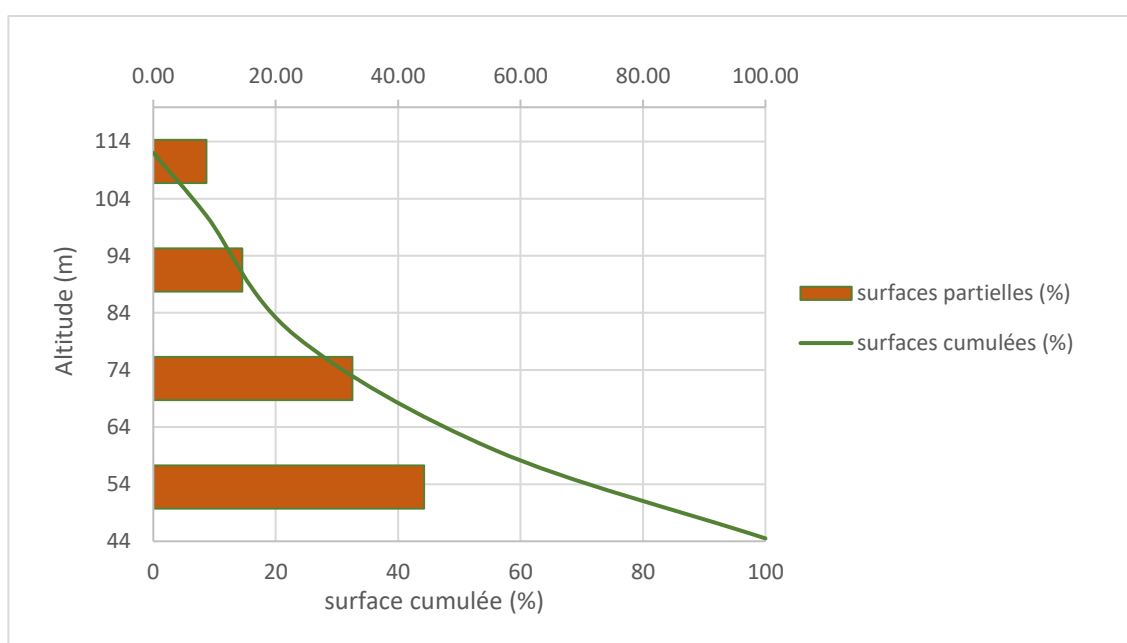


Figure II.6: Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin 3

• Bassin versant 4 :

Les résultats des surfaces partielles sont représentés dans le Tableaux et les figures suivantes :

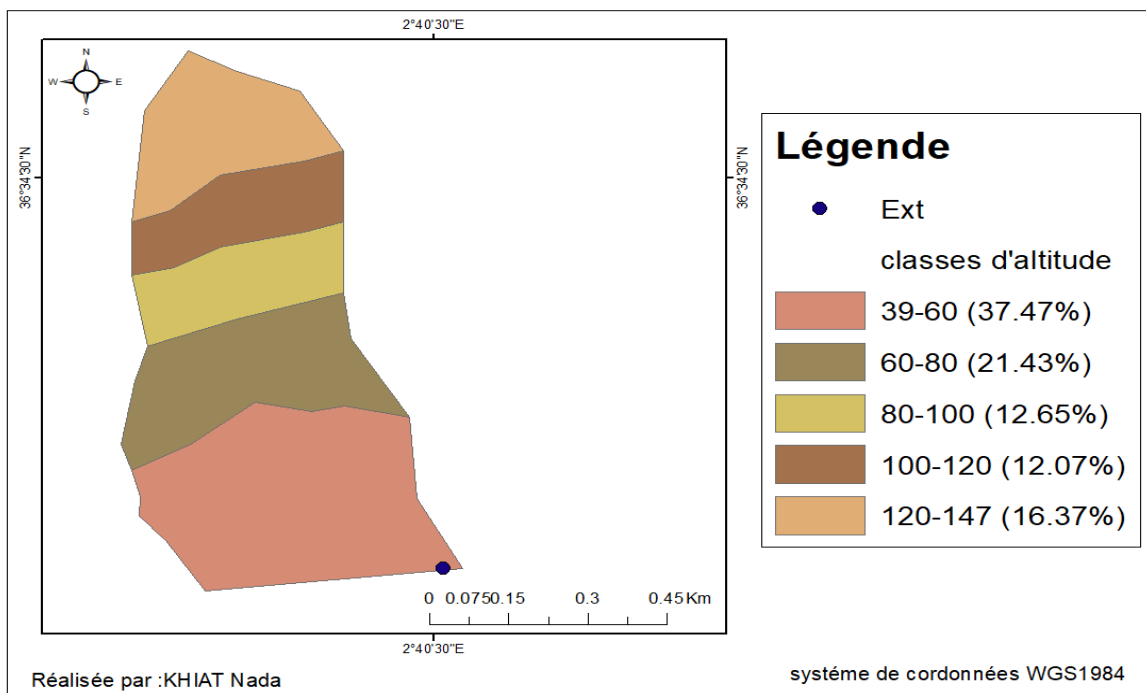


Figure II.7: Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin 4

Les résultats détaillés sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.7: Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV 4

| Altitude | Elévation (m) | Surface partielle (km ²) | Surface partielle (%) | Surface cumulée (%) |
|----------|---------------|--------------------------------------|-----------------------|---------------------|
| 39-60 | 49.5 | 0.12 | 37.47 | 100 |
| 60-80 | 70 | 0.07 | 21.43 | 62.53 |
| 80-100 | 90 | 0.04 | 12.65 | 41.09 |
| 100-120 | 110 | 0.04 | 12.07 | 28.44 |
| 120-147 | 133.5 | 0.05 | 16.37 | 16.37 |

La figure suivante met en évidence les variations observées dans les données précédentes

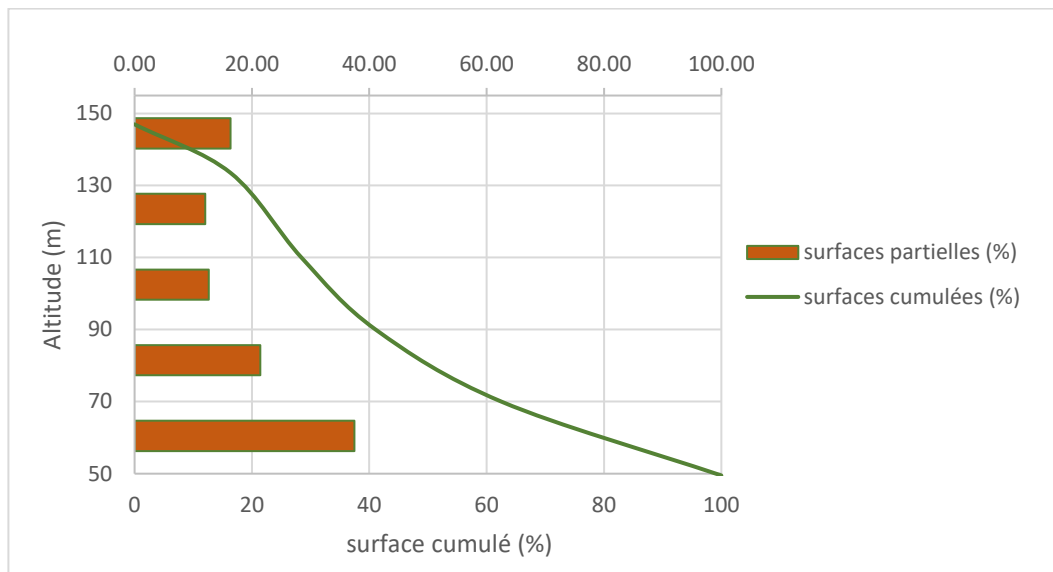


Figure II.8: Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin 4

II.1.7 Altitudes Caractéristique :

Ces informations proviennent directement de cartes hypsométriques :

- **Altitude maximale**

Correspond à la plus haute altitude observée pendant la limitation du bassin : Hmax.

- **Altitude minimale :**

Il se trouve au point de contrôle du bassin, à l'exutoire du bassin : Hmin.

- **Altitude moyenne :**

L'altitude moyenne de la courbe hypsométrique est l'altitude moyenne, qui correspond au rapport de l'aire sous la courbe hypsométrique à la surface totale du bassin.

on peut la calculer a partir de la relation :

$$H_{moy} = \frac{\sum si \times Hi}{s} \tag{II.4}$$

ou :

- Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²) ;
- Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m) ;
- S : Superficie du bassin versant (Km²).

• L'altitude médiane « H méd » :

- L'altitude médiane **H5%** : c'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface Cumulée sur la courbe hypsométrique.

- L'altitude médiane **H50%** : correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

- L'altitude médiane **H95%** :il s'agit de la projection du point représentant 95%de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

Tableau II.8: les Altitudes Caractéristique des bassins versants

| Altitude | H max | H min | H5% | H50% | H95% | H moy |
|----------------------|-------|-------|-----|------|------|-------|
| BV Oued Abed | 267 | 44 | 250 | 150 | 74 | 171 |
| BV oued champs plein | 241 | 42 | 231 | 130 | 55 | 119 |
| BV3 | 112 | 39 | 106 | 63 | 45.5 | 80 |
| BV4 | 147 | 39 | 144 | 80 | 53 | 61 |

II.1.8 Pente moyenne des sous bassins versants :

La pente moyenne d'un bassin versant revêt une importance capitale pour comprendre sa topographie. En tant que variable indépendante, elle fournit des informations essentielles sur le temps nécessaire au ruissellement direct (et donc sur le temps de concentration, Tc). De plus, elle exerce une influence directe sur le débit de pointe lors d'épisodes pluvieux intenses (Touaibia, 2004).

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$Im_{BV} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \tag{II.5}$$

Avec :

- ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).
- L1, L2, ..., Ln : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- S : Superficie du bassin versant (Km²).

Tableau II.9 : pente moyenne de sous bassin oued Abed

| Courbe de niveau | Longueur (km) | ΔH (m) | Surface (km ²) | I _{mBV} (m/km) |
|------------------|---------------|----------------|----------------------------|-------------------------|
| 60 | 0.53 | 20 | 2.24 | 208.08 |
| 80 | 0.56 | | | |
| 100 | 1.27 | | | |
| 120 | 2.04 | | | |
| 140 | 2.73 | | | |
| 160 | 3.49 | | | |
| 180 | 3.6 | | | |
| 200 | 3.33 | | | |
| 220 | 2.69 | | | |
| 240 | 2.26 | | | |
| 260 | 2.14 | | | |

Tableau II.10: pente moyenne de sous bassin oued champs plein

| Courbe de niveau | Longueur (km) | ΔH (m) | Surface (km ²) | I _{mBV} (m/km) |
|------------------|---------------|----------------|----------------------------|-------------------------|
| 60 | 0.92 | 30 | 1.29 | 146.55 |
| 90 | 1.01 | | | |
| 120 | 1.77 | | | |
| 150 | 1.48 | | | |
| 180 | 1.08 | | | |
| 210 | 0.96 | | | |
| 240 | 0.004 | | | |

Tableau II.11 : pente moyenne de sous bassin 3

| Courbe de niveau | Longueur (km) | ΔH (m) | Surface (km ²) | I _{mBV} (m/km) |
|------------------|---------------|----------------|----------------------------|-------------------------|
| 60 | 0.08 | 30 | 0.11 | 28.63 |
| 90 | 0.13 | | | |

Tableau II.12: pente moyenne de sous bassin 4

| Courbe de niveau | Longueur (km) | ΔH (m) | Surface (km ²) | I _{mBV} (m/km) |
|------------------|---------------|----------------|----------------------------|-------------------------|
| 60 | 0.33 | 30 | 0.31 | 61.93 |
| 90 | 0.32 | | | |
| 120 | 0.31 | | | |

II.1.9 Indice de pente globale « I_g » :

Cet indice permet de déduire la nature du relief en se référant à la classification de l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre – Mer (ORSTOM) depuis 1998 sous l'appellation de l'Institut de recherche pour le développement (IRD).

C'est le rapport entre l'altitude de 5 % à 95 % de la surface du bassin et la longueur du rectangle correspondant. Selon Touaibia (2015), il est possible de prendre deux points S1 et S2 sur l'axe de l'abscisse, de sorte que 95% de la surface du bassin se situe entre ces deux valeurs, tandis que 5% de la surface totale du bassin est inférieure à S1 et 5% supérieure à S2.

Il est exprimé par la formule ci-dessous.

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (II.6)$$

Avec :

- D : Dénivelée entre H5% et H95% en (m).
- L : Longueur du rectangle équivalent en (m).
- H5% et H95% sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%(m).

L'indice global de pente sert à classer le relief du bassin versant comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.13: classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

| | Relief | Valeur de I_g |
|---|---------------------|-----------------------|
| 1 | Relief très faible | $I_g < 0.002$ |
| 2 | Relief faible | $0.002 < I_g < 0.005$ |
| 3 | Relief assez faible | $0.005 < I_g < 0.01$ |
| 4 | Relief modéré | $0.01 < I_g < 0.02$ |
| 5 | Relief assez fort | $0.02 < I_g < 0.05$ |
| 6 | Relief fort | $0.05 < I_g < 0.1$ |
| 7 | Relief très fort | $I_g > 0.1$ |

Le tableau suivant montre l'indice de pente globale pour les sous bassins versant

Tableau II.14: indice de pente global pour les quatre sous bassins versants

| Sous bassin | Ig (m/m) | Classification |
|---------------------|----------|-------------------|
| BV oued Abed | 0.046 | Relief Assez fort |
| BV oued champ plein | 0.073 | Relief Fort |
| BV3 | 0.082 | Relief Fort |
| BV4 | 0.101 | Relief très fort |

II.1.10 Indice de pente moyenne d'un cours d'eau « Ic » :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse a la quelle l'eau atteint l'exutoire du bassin. Cette variable a un impact direct sur le débit observé. Une pente abrupte favorise et accéléré l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle ne permet à l'eau de pénétrer entièrement ou partiellement dans le sol. Les pentes moyennes et partielles des cours d'eau sont calculées en utilisant le profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. Le plus fréquemment, on calcule la pente longitudinale du cours d'eau en multipliant la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau. (Touaibia, 2015).

Ic est donné par la formule suivante :

$$Ic = \frac{\Delta H}{L} \tag{II.7}$$

Avec :

- ΔH : dénivelé entre deux points éloignés d'une distance suffisante (m).
- L : distance entre ces deux points (km).

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Indice de pente moyenne d'un cours d'eau

| Bassin versant | ΔH (m) | L(m) | Ic (m/m) |
|---------------------|--------|------|----------|
| BV oued Abed | 198 | 3230 | 0.061 |
| BV oued champ plein | 163 | 2100 | 0.078 |
| BV 3 | 16 | 880 | 0.016 |
| BV 4 | 46 | 397 | 0.116 |

II.2 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le principal affluent d'un cours d'eau est alimenté par des affluents majeurs, qui à leur tour reçoivent l'eau d'affluents de second ordre. Ce schéma se poursuit jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau situés en amont du bassin, formant ainsi le réseau hydrographique des bassins versants. Pour décrire ce réseau, il est essentiel de prendre en compte plusieurs paramètres

II.2.1 Hiérarchisation du réseau :

On établit la ramification d'un cours d'eau en attribuant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de sa gravité. D'après la typologie de Schumm Strahler (1957).

- Chaque cours d'eau sans affluent est classé en ordre 1.
- Lorsque deux cours d'eau de même ordre n se rencontrent, le cours d'eau qui en découle est d'ordre $n+1$.
- La confluence de deux cours d'eau d'ordre différent donne naissance au cours d'eau le plus élevé des deux.
- Un bassin versant avec le cours d'eau le plus élevé, c'est-à-dire le cours d'eau principal à l'exutoire.

Le réseau hydrographique des sous bassins versants est représentée dans la figure suivante

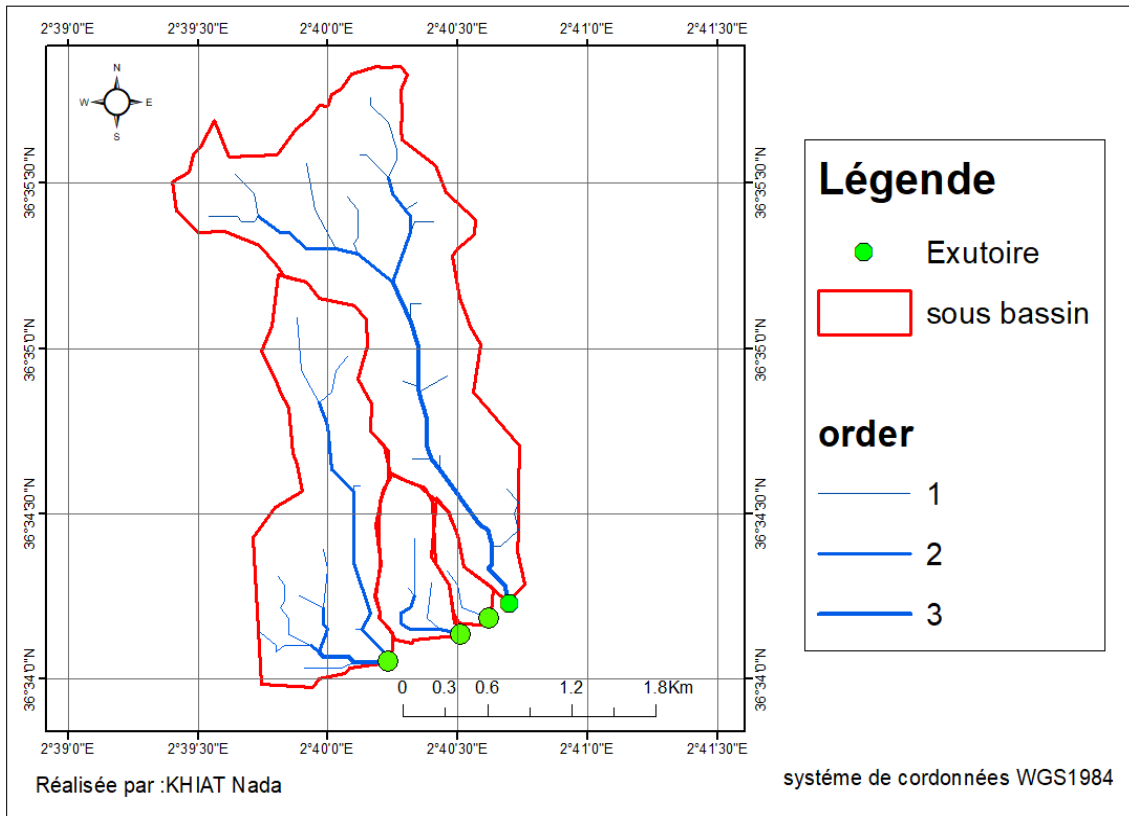


Figure II.9 : Réseau hydrographique des bassins versants « classification Strahler »

II.2.2 Densité de drainage « Dd » :

La densité de drainage est un indicateur qui permet de décrire et d'évaluer la durée de vie des eaux souterraines. Selon(Horton, 1945)cité dans (Coulon, 2015), la densité de drainage correspond à la proportion de la longueur totale du réseau hydrographique par rapport à la surface du bassin versant (un terrain dont toutes les eaux sont drainées par un même point), soit:

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \tag{II.8}$$

Avec :

- D_d : Densité de drainage en km/km^2
- $\sum L_i$: La somme des longueurs de tous les cours d'eau considérés pour le bassin versant ;
- n : L'ordre le plus élevé dans la classification.
- S : La surface du bassin versant en km^2

Les résultats du calcul sont dans le tableau suivant :

Tableau II.16: La densité de drainage des sous bassins versants.

| Sous bassin | n | S (km ²) | ∑ Li(km) | Dd(km/km ²) |
|----------------------|---|----------------------|----------|-------------------------|
| BV oued Abed | 3 | 2.24 | 6.73 | 3.00 |
| BV oued champs plein | 3 | 1.29 | 4.93 | 3.82 |
| BV 3 | 1 | 0.11 | 0.4 | 3.64 |
| BV4 | 2 | 0.31 | 1.24 | 4.00 |

- **Profil en long :**

Le profil en long d'un cours d'eau nous permet d'estimer sa pente moyenne. Cette pente est nécessaire dans l'estimation du temps de concentration du bassin.

- **La densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F1 » :**

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

Elle se définit par la formule suivante :

$$F1 = \frac{\sum N1}{S} \tag{II.9}$$

Avec :

- F1 : Densité hydrographique (Km⁻²) ;
- N1 : Nombre de cours d'eau d'ordre 1 ;
- A : Superficie du bassin versant (Km²).

II.2.3 Coefficient de torrentialité « Ct » :

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité de drainage par la fréquence des thalwegs élémentaires. Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Ct = Dd \times F1 \tag{II.10}$$

Avec

- Dd : Densité de drainage en km/km² ;
- F1 : Densité hydrographique (Km⁻²).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : La densité hydrographiques et le coefficient de torrencialité pour les sous bassins versants.

| Sous bassin | Surface (km ²) | N ₁ | F1 (Km ⁻²) | Ct |
|----------------------|----------------------------|----------------|------------------------|-------|
| BV oued Abed | 2.24 | 14 | 6.25 | 18.78 |
| BV oued champs plein | 1.29 | 17 | 13.18 | 50.36 |
| BV3 | 0.11 | 1 | 9.09 | 33.06 |
| BV 4 | 0.31 | 3 | 9.68 | 38.71 |

L'écoulement dans les talwegs d'ordre 1 présente une forte torrencialité, ce qui indique une valeur élevée du coefficient de torrencialité.

II.2.4 Temps de concentration « Tc » :

Le temps de concentration correspond à la période qui s'étend entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant. Selon (Musy, 2005) , cela correspond au temps requis pour que l'eau puisse ruisseler du point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Il est composé de trois termes différents :

- Th : Temps d'humectation, c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle ;
- Tr : Temps de ruissellement, ou d'écoulement, c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur) ;
- Ta : Temps d'acheminement, c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire. Tel que :

$$Tc = \max (\sum (Th + Tr + Ta)) \quad (II.11)$$

Les méthodes et les formules employées sont régionales, avec des paramètres propres à la région dans laquelle elles sont élaborées. En général, on choisit la formule qui correspond le mieux au type de bassin-versant analysé, la priorité étant donnée à celle qui nous semble applicable, élaborées dans des conditions physico-géographiques similaires à celles de la partie Nord de l'Algérie (Bennis, 2004). L'estimation du temps de concentration est obtenue à l'aide des formules empiriques suivantes :

❖ **Formule de Kirpich 1940 :**

Cette méthode convient aux bassins versants ayant une superficie comprise entre 0,4 ha et 81 ha, des sols argileux et une pente moyenne de 3% à 10% (Bennis, 2004).

Le temps de concentration est ensuite calculé à l'aide de l'équation suivante

$$Tc = 0.0663 \frac{LCP^{0.77}}{I_g^{0.385}} \quad (II.12)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h).
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (m).
- Ig : Indice de pente globale (%)

❖ **Formule de Giandotti 1937 :**

La formule est donnée par :

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 \times Lcp}{0.8 \times \sqrt{Hmoy - Hmin}} \quad (II.13)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h) ;
- Hmoy et Hmin : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m) ;
- S : Surface du bassin versant (km²) ;
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km)

❖ **Formule de SCS ANRH (Sogreah 1986/1989) :**

La formule est donnée par :

$$Tc = \frac{0.87 \times Lcp^3}{Hmoy - Hmin}^{0.385} \quad (II.14)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h) ;
- Hmoy et Hmin : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m) ;
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km).

❖ **Formule de Solovsky (1968) :**

La formule est donnée par :

$$Tc = 4 \times \frac{S \times Lcp^{0.33} \times 0.75}{\sqrt{Ibv}} \quad (II.15)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h) ;
- Ibv: Pente du bassin versant (m/km) ;
- S : Surface du bassin versant (km²) ;
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km).

❖ **Formule de Ventura :**

La formule est donnée par :

$$Tc = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{Ibv}} \quad (II.16)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h) ;
- Ibv : Pente du bassin versant (m/km) ;
- S : Surface du bassin versant (km²).

❖ **Formule de Turazza :**

La formule est donnée par :

$$Tc = 0.108 \frac{S \times Lcp^{\frac{1}{3}}}{Ic^{0.5}} \quad (II.17)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h) ;
- S : Surface du bassin versant (km²) ;
- Ic : Pente du cours d'eau principal (m/m).
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km).

❖ **Formule Espagnole :**

La formule est donnée par :

$$Tc = 0.126 \times 60 \times \left(\frac{Lcp}{Ic^{0.25}}\right)^{0.76} \quad (II.18)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h) ;
- Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale ;
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km).

❖ **Formule de Passini :**

La formule est donnée par :

$$Tc = 6.48 \frac{(S \times Lcp)^{1/3}}{\sqrt{Ic}} \quad (II.19)$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (mins) ;
- Ic : Pente moyenne du cours d'eau principale ;
- S : Surface du bassin versant (km²) ;
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km).

Les résultats obtenus pour les sous bassins versants étudiés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : temps de concentration des bassins versant

| Formule | Temp de concentration (h) | | | |
|-----------|---------------------------|---------|---------|---------|
| | Bassin1 | Bassin2 | Bassin3 | Bassin4 |
| Ventura | 0.417 | 0.378 | 0.249 | 0.285 |
| Kirpich | 0.535 | 0.322 | 0.157 | 0.099 |
| SCS ANRH | 0.569 | 0.419 | 0.196 | 0.079 |
| Giandotti | 1.201 | 1.096 | 0.517 | 0.752 |
| Turazza | 0.844 | 0.54 | 0.393 | 0.158 |
| Passini | 50.621 | 50.621 | 23.589 | 5.642 |
| Solovsky | 1.326 | 0.898 | 0.210 | 0.281 |
| Espagnole | 31.325 | 21.593 | 15.067 | 5.642 |

Les formules appliquées sont celles recommandées pour le Nord algérien. Elles produisent des résultats variés, et la valeur du temps de concentration retenue est la plus petite parmi les valeurs proches. Nous avons écarté les valeurs extrêmes, qu’elles soient très élevées ou très basses, pour ne conserver que les valeurs centrales.

Vue la surface des sous bassins l’utilisation des formules de kirpich n’est pas possible car elle est valable pour les petits sous bassins. Donc, il est recommandé d'utiliser la formule de scs ANRH.

II.2.5 Vitesse de ruissellement « Vr » :

Le ruissellement désigne l’écoulement gravitaire des eaux météorologiques à la surface du sol, suivant la pente du terrain et le micro-réseau hydrographique. Ces eaux ont échappé à l’infiltration, à l’évaporation et au stockage superficiel. En termes simples, il s’agit du rapport entre la longueur parcourue et le temps de concentration.

$$Vr = \frac{Lcp}{Tc} \tag{II.20}$$

Avec :

- Vr : vitesse de ruissellement (km/h) ;
- Lcp : Longueur du cours d’eau principal (km) ;
- Tc : Temps de concentration (h).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.19 : vitesse de ruissellement des sous bassins versant

| Sous bassin | Longueur du talweg (km) | Tc (h) | Vr (km/h) |
|----------------------|-------------------------|--------|-----------|
| SB oued Abed | 3.23 | 0.569 | 5.68 |
| BV oued champs plein | 2.1 | 0.419 | 5.01 |
| BV3 | 0.88 | 0.196 | 4.49 |
| BV4 | 0.397 | 0.079 | 5.03 |

II.3 Analyse Des Données Pluviométriques :

Après avoir délimité les bassins versants de la zone d'étude et déterminé leurs caractéristiques, on vise dans cette étape à évaluer les pluies pour des périodes de retours allant de 10 à 100 ans.

L'analyse fréquentielle d'une longue série de pluies maximaux permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle (*ENAC/ISTE/HYDRAM.2004.*). Dans cette étude, nous avons opté pour l'utilisation d'une loi d'ajustement statistique. Ces lois sont couramment utilisées pour ajuster les séries de pluies maximales et les débits associés.

II.3.1 Présentation de la station hydrométrique :

On s'appuie sur les observations des stations fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), on prend comme base de calcul la station pluviométrique de « KOLEA SECTEUR » avec une période de 29 années d'observation (1992-2021).

Tableau II.20: identification de la station pluviométrique

| Nom de station | Code | X (km) | Y (km) | Z (km) | Période d'observation |
|----------------|--------|--------|--------|--------|-----------------------|
| KOLEA SECTEUR | 021233 | 653.3 | 382.9 | 825 | (1992-2021) |

La série des pluies journalières maximales enregistrées pour cette station est présentée ci-dessous :

Tableau II.21: La série des pluies journalières maximales

| Année | Pjmax (mm) | Année | Pjmax (mm) |
|-------|------------|-------|------------|
| 1992 | 51.5 | 2007 | 99.9 |
| 1993 | 80.1 | 2008 | 58.2 |
| 1994 | 53.6 | 2009 | 53.5 |
| 1995 | 104.3 | 2010 | 48 |
| 1996 | 74 | 2011 | 50.7 |
| 1997 | 71.2 | 2012 | 81.6 |
| 1998 | 46.2 | 2013 | 82.9 |
| 1999 | 46.6 | 2014 | 65 |
| 2000 | 50.1 | 2015 | 48.8 |
| 2001 | 41.7 | 2016 | 53.6 |
| 2002 | 52.4 | 2017 | 79.4 |
| 2003 | 55 | 2018 | 52 |
| 2004 | 47.4 | 2019 | 32.6 |
| 2005 | 64.7 | 2020 | 30.6 |
| 2006 | 30.8 | 2021 | 64 |

Voici Les résultats des paramètres statistiques de la série étudié

TableauII.22 : les paramètres statistiques de la série

| | |
|----------------------|-------|
| Nombre d'observation | 29 |
| Minimum | 30.6 |
| Maximum | 104.3 |
| Moyenne | 59.01 |
| Ecart type | 18.39 |
| Médiane | 53.55 |

II.3.2 Choix du modèle fréquentiel :

Les résultats d'une analyse fréquentielle varient en fonction du type de modèle fréquentiel choisi et de son type. Il existe plusieurs options qui peuvent faciliter cette décision, mais malheureusement, il n'y a pas de méthode universelle et infaillible.

A partir de l'échantillon de n observations, l'histogramme de fréquence d'apparition, la courbe de fréquence cumulée de non dépassement sont construits. Si le nombre n devient grand, on cherche la loi de distribution de la population. La fréquence devient densité de probabilité

Tableau II.23 : modèles fréquentiels et leurs validités

| Lois | Variables |
|--------------------------|---|
| Normale | Précipitations annuelles, Débits, Volume de stockage des réservoirs |
| Log Normale | Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel |
| Pearson type III (Gamma) | Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel |
| Loi de Gumbel et Fréchet | Débits maxima annuels |
| Loi exponentielle | Précipitations journalières, Durée entre deux événements |
| Loi de Goodrich. | Valeurs moyennes annuelles (débits, précipitations, etc. |

• **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{II.21}$$

Avec :

- $y = \alpha(x - x_0)$: Variable réduite de Gumbel ;
- α, x_0 : coefficients d'ajustement ;
- x : précipitation maximale journalière (mm) ;
- $\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite de régression ;

Donc : L'équation de la droite de Gumbel est donnée par :

$$P_{max. j} = \frac{1}{\alpha} y + X_0 \tag{II.22}$$

La fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} * 100 \tag{II.23}$$

Avec :

- m : rang de précipitation.
- n : nombre d'observations

La variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$y = -[Ln(- LnF(x))] \tag{II.24}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans les tableaux et graphes suivants

Paramètre : $u=50.7346$ $\alpha =14.3425$

Tableau II.24 : résultat de l'ajustement par la loi de Gumbel

| Période de retour (ans) | Probabilité de fréquence (q) | Pjmax (mm) | Ecart type | Intervalle de confiance |
|----------------------------|---------------------------------|---------------|---------------|----------------------------|
| 100 | 0.99 | 117 | 13.2 | 90.9-143 |
| 50 | 0.98 | 107 | 11.3 | 84.5-129 |
| 20 | 0.95 | 93.3 | 8.86 | 76-111 |
| 10 | 0.9 | 83 | 7.01 | 69.3-96.8 |
| 5 | 0.8 | 72.01 | 5.19 | 62.1-82.4 |

Voici l'illustration graphique des résultats ajustés

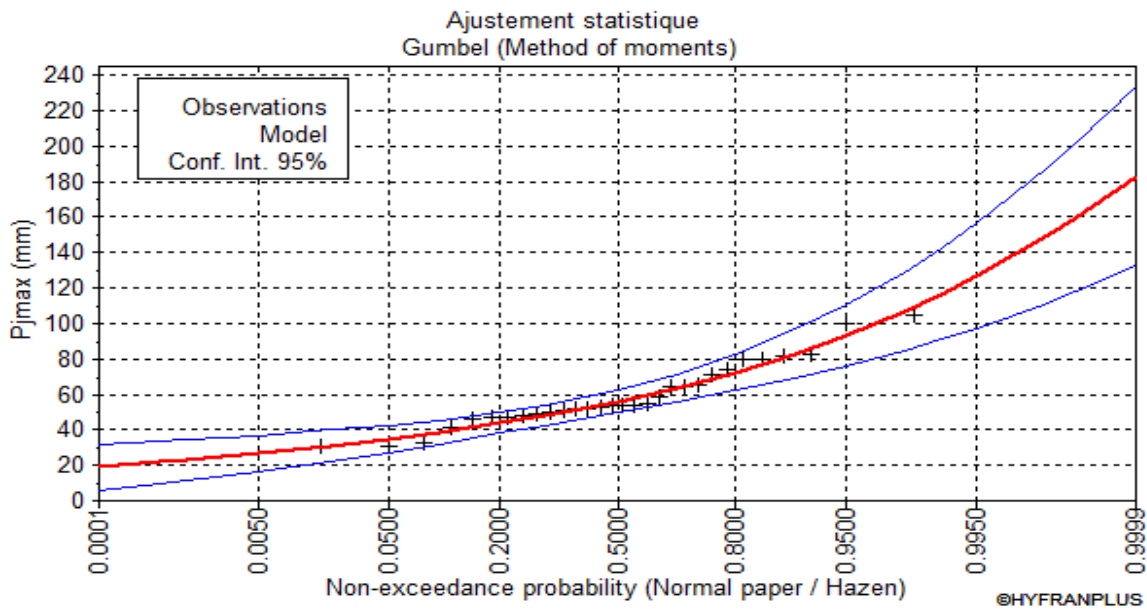


Figure II.10 : représentation graphique de l’ajustement par la loi de Gumbel

Voici La comparaison entre les caractéristique de la loi de gumbel et de lechantillon dans le tableau suivant :

Tableau II.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l’échantillon.

| Paramètre | Caractéristique de la loi | Caractéristiques de l’échantillon |
|--------------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Min | aucun | 30.6 |
| Max | aucun | 104 |
| Moyenne | 59 | 59 |
| Écart type | 18.4 | 18.4 |
| Médiane | 56.6 | 53.5 |
| Coefficient de variation cv | 0.312 | 0.312 |
| Coefficient dissymétrie Cs | 1.14 | 0.772 |
| Coefficient d’aplatissement Ck | 2.4 | 2.931 |

• **Ajustement de la série par la loi log normale « loi de Galton » :**

Une variable aléatoire x a une distribution log normale lorsque $y = \ln x$ est normale.

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables.

Sa fonction de répartition est donnée par

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (II.25)$$

Ou La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{Xi - \bar{x}}{\sigma x} \tag{II.26}$$

Donc L'équation de la droite de GALTON est donnée par la relation suivante :

$$\text{Logxp} = \overline{\text{LogX}} + \sigma \text{Logu}(P\%) \tag{II.27}$$

Avec

- log x : La moyenne de la série i log x
- σ log : Écart type de la série i log x
- U : variable réduite de Gauss

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau II.26 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton « log-normal »

| Période de retour | Probabilité de fréquence (q) | Pjmax (mm) | Ecart type | Intervalle de confiance 95% |
|-------------------|------------------------------|------------|------------|-----------------------------|
| 100 | 0.99 | 115 | 12.7 | 90.6-140 |
| 50 | 0.98 | 106 | 10.7 | 85.3-127 |
| 20 | 0.95 | 93.6 | 8.16 | 77.6-110 |
| 10 | 0.9 | 83.7 | 6.4 | 71.1-96.2 |
| 5 | 0.8 | 73.1 | 4.8 | 63.6-82.5 |

Voici l'illustration graphique des résultats ajustés.

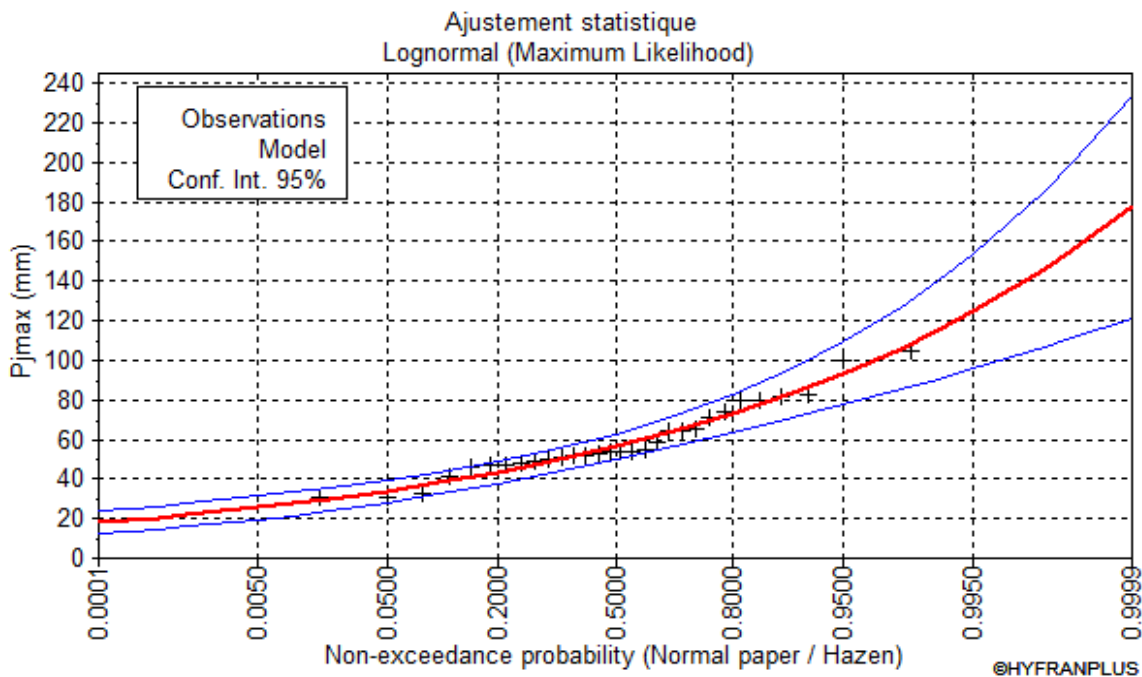


Figure II.11 : représentation de la justement par la loi de Galton

Le tableau ci-dessous présente les résultats de la comparaison entre les caractéristiques de la loi de Galton et celles de l'échantillon.

Tableau II.27: Comparaison des caractéristiques de Galton et de l'échantillon.

| Paramètre | Caractéristiques de la loi | Caractéristiques de l'échantillon |
|--------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Min | 0 | 30.6 |
| Max | Aucun | 104 |
| Moyenne | 59.1 | 59 |
| Écart type | 18.7 | 18.4 |
| Médiane | 56.4 | 53.5 |
| Coefficient de variation cv | 0.316 | 0.312 |
| Coefficient dissymétrie Cs | 0.978 | 0.772 |
| Coefficient d'aplatissement Ck | 4.75 | 2.91 |

II.3.3 Test de validité de l'ajustement :

- **Le Test visuel :**

Pour comparer les trois méthodes, nous devons tracer sur le même graphe les trois courbes d'ajustement à l'aide d'Hyfran

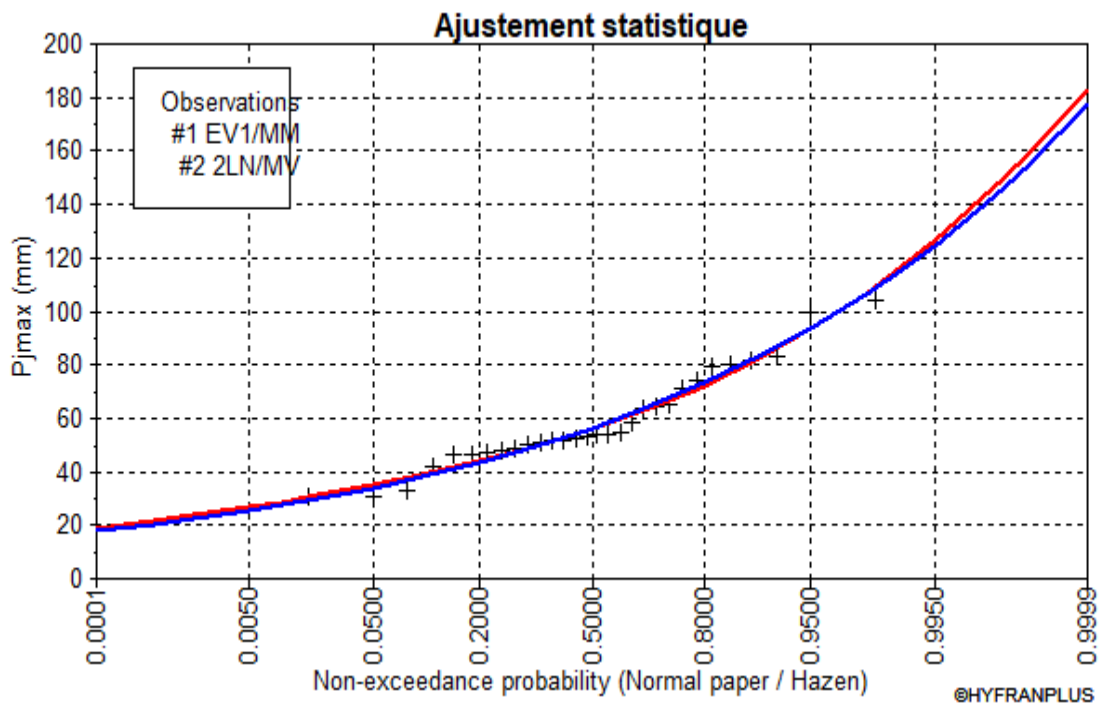


Figure II.12: la comparaison graphique entre les lois

• Test d'adéquation par statique khi2

- Le test d'adéquation (d'ajustement) vise à vérifier la cohérence du modèle sélectionné avec les données. Plus précisément, nous allons élaborer une procédure de test pour vérifier si l'hypothèse selon laquelle les observations proviennent d'une loi spécifique est valide. Selon Touaibia (2015), le test le plus fréquemment utilisé est celui du khi carré (χ^2).
- Le test de Khi carré (χ^2) est utilisé pour un seuil de signification α imposé en général à 5%, et un degré de liberté « γ » : $\gamma = k - m - 1$: tel que k c'est le nombre de classe et m c'est le nombre de paramètre de la loi. La variable aléatoire χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Person, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \tag{II.28}$$

Avec :

- n_i : Nombre d'observation contenue dans la classe i ;
- μ_i : Nombre d'observation théorique calculée dans la classe i .
- Ce test n'est significatif que si $\mu_i > 5$.
- On compare $\chi^2_{calculé}$ avec la valeur tabulée (théorique), $\chi^2_{tabulé}$ fonction du nombre de degré de liberté et du seuil de signification α et γ représentée dans l'annexe n° 03 :
 - Si $\chi^2_{calculé} > \chi^2_{tabulé}$, μ : on rejette l'hypothèse nulle.
 - Si $\chi^2_{calculé} \leq \chi^2_{tabulé}$, μ : la loi d'ajustement sera retenue.
- Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été faits par logiciel Hyfran-plus et sont

Représentés dans le tableau ci-dessus

Tableau II.28 ; Résultat de test khi2

| Loi de distribution | Degré de liberté | Nombre de classe | χ^2 calculé | χ^2 théorique |
|---------------------|------------------|------------------|------------------|--------------------|
| Gumbel | 4 | 7 | 4.53 | 9.94 |
| Galton | 4 | 7 | 6.40 | 9.94 |

A partir du tableau ci-dessus, les trois lois peuvent s'ajuster.

D'après la comparaison graphique et le test khi2, on choisit la loi de Galton est adéquat pour présenter la série de pluie.

II.3.4 Pluie De Courte Durée :

Pour une période donnée le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule (Body, 1985) (K. Body, ANRH 1981).

$$P_{cd} = P_{j.max\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b. \tag{II.29}$$

Avec :

- P_{cd} : pluie de courte durée (mm).
- $p_{j.max\%}$: pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm).
- T : durée en heure.
- B : exposant climatique ($b=0,37$ donnée par l'ANRH).

Les intensités maximales de durées (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation

$$It = \frac{Pcd}{t} \tag{II.30}$$

Les résultats de calcul des précipitations et des intensités maximales de différentes durées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.29: Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

| Durée | Période de retour (ans) | | | | | | | | | |
|-------|-------------------------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|
| | 5 | | 10 | | 20 | | 50 | | 100 | |
| | pct (mm) | It (mm/h) | Pct (mm) | It (mm/h) | Pct (mm) | It (mm/h) | Pct (mm) | It (mm/h) | Pct (mm) | It (mm/h) |
| 0.5 | 17.45 | 34.91 | 19.98 | 39.97 | 22.35 | 44.69 | 25.31 | 50.61 | 27.46 | 54.91 |
| 1 | 22.55 | 22.55 | 25.83 | 25.83 | 28.88 | 28.88 | 32.71 | 32.71 | 35.48 | 35.48 |
| 2 | 29.15 | 14.57 | 33.38 | 16.69 | 37.32 | 18.66 | 42.27 | 21.13 | 45.86 | 22.93 |
| 3 | 33.87 | 11.29 | 38.78 | 12.93 | 43.36 | 14.45 | 49.11 | 16.37 | 53.28 | 17.76 |
| 4 | 37.67 | 9.42 | 43.13 | 10.78 | 48.23 | 12.06 | 54.62 | 13.66 | 59.26 | 14.82 |
| 5 | 40.91 | 8.18 | 46.85 | 9.37 | 52.39 | 10.48 | 59.33 | 11.87 | 64.36 | 12.87 |
| 6 | 43.77 | 7.29 | 50.11 | 8.35 | 56.04 | 9.34 | 63.47 | 10.58 | 68.86 | 11.48 |
| 7 | 46.34 | 6.62 | 53.06 | 7.58 | 59.33 | 8.48 | 67.19 | 9.60 | 72.90 | 10.41 |
| 8 | 48.68 | 6.09 | 55.74 | 6.97 | 62.34 | 7.79 | 70.59 | 8.82 | 76.59 | 9.57 |
| 9 | 50.85 | 5.65 | 58.23 | 6.47 | 65.11 | 7.23 | 73.74 | 8.19 | 80.00 | 8.89 |
| 10 | 52.87 | 5.29 | 60.54 | 6.05 | 67.70 | 6.77 | 76.67 | 7.67 | 83.18 | 8.32 |
| 11 | 54.77 | 4.98 | 62.71 | 5.70 | 70.13 | 6.38 | 79.42 | 7.22 | 86.17 | 7.83 |
| 12 | 56.56 | 4.71 | 64.77 | 5.40 | 72.43 | 6.04 | 82.02 | 6.84 | 88.98 | 7.42 |
| 13 | 58.26 | 4.48 | 66.71 | 5.13 | 74.60 | 5.74 | 84.49 | 6.50 | 91.66 | 7.05 |
| 14 | 59.88 | 4.28 | 68.57 | 4.90 | 76.68 | 5.48 | 86.84 | 6.20 | 94.21 | 6.73 |
| 15 | 61.43 | 4.10 | 70.34 | 4.69 | 78.66 | 5.24 | 89.08 | 5.94 | 96.64 | 6.44 |
| 16 | 62.92 | 3.93 | 72.04 | 4.50 | 80.56 | 5.04 | 91.23 | 5.70 | 98.98 | 6.19 |
| 17 | 64.34 | 3.78 | 73.67 | 4.33 | 82.39 | 4.85 | 93.30 | 5.49 | 101.22 | 5.95 |
| 18 | 65.72 | 3.65 | 75.25 | 4.18 | 84.15 | 4.67 | 95.30 | 5.29 | 103.39 | 5.74 |
| 19 | 67.05 | 3.53 | 76.77 | 4.04 | 85.85 | 4.52 | 97.22 | 5.12 | 105.48 | 5.55 |
| 20 | 68.33 | 3.42 | 78.24 | 3.91 | 87.49 | 4.37 | 99.09 | 4.95 | 107.50 | 5.37 |
| 21 | 69.58 | 3.31 | 79.67 | 3.79 | 89.09 | 4.24 | 100.89 | 4.80 | 109.46 | 5.21 |
| 22 | 70.78 | 3.22 | 81.05 | 3.68 | 90.63 | 4.12 | 102.64 | 4.67 | 111.36 | 5.06 |
| 23 | 71.96 | 3.13 | 82.39 | 3.58 | 92.14 | 4.01 | 104.34 | 4.54 | 113.20 | 4.92 |
| 24 | 73.10 | 3.05 | 83.70 | 3.49 | 93.60 | 3.90 | 106.00 | 4.42 | 115.00 | 4.79 |

A partir des résultats obtenus, il est possible de les représenter graphiquement dans le but de tracer les courbes IDF « intensités -durées-fréquences » pour les temps de retour 5, 10, 20, 50 et 100 ans et les courbes pluies -durées-fréquences aussi. Les résultats sont représentés dans les figures suivantes :

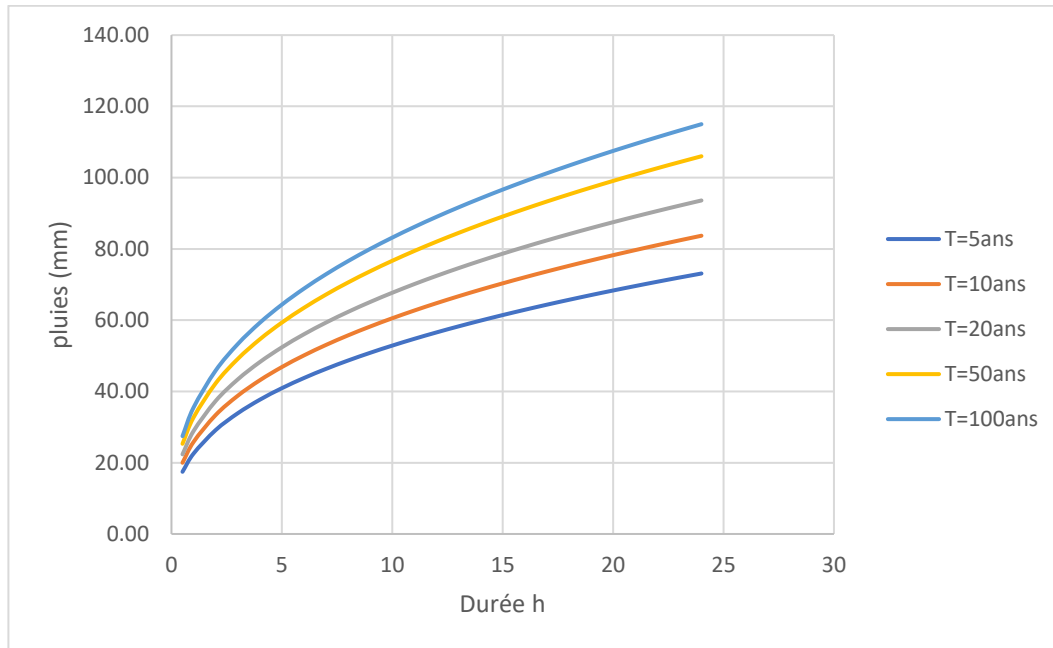


Figure II.13 : courbe pluies-durées -fréquences

Les courbes intensités durées fréquences sont représentés dans la figure suivante :

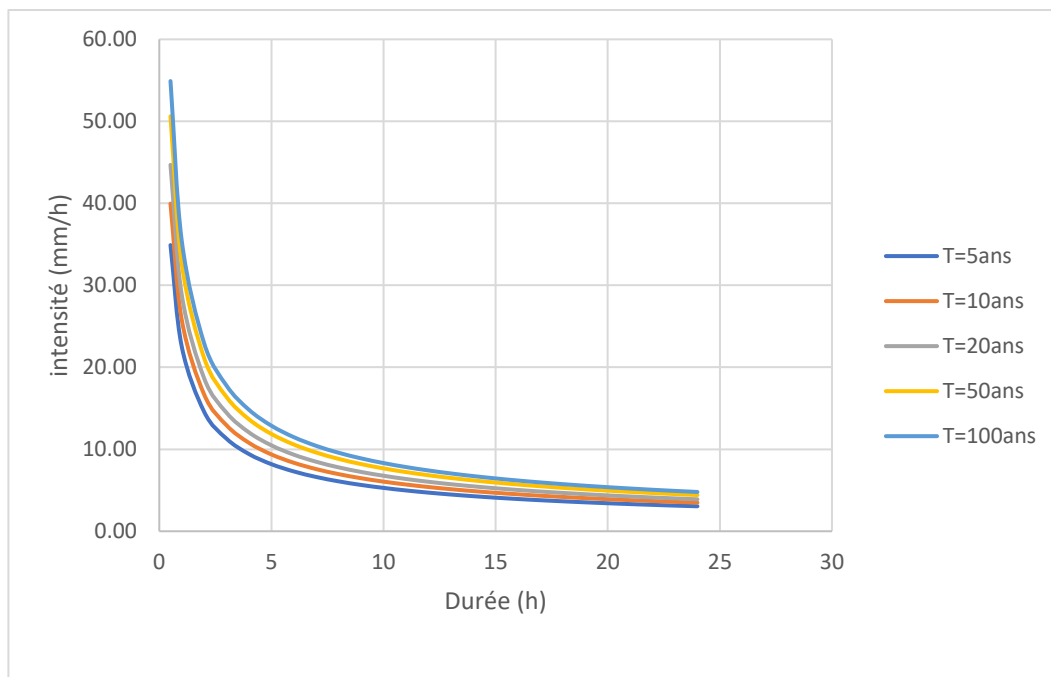


Figure II.14 : intensité- Durées-fréquences

Conclusion :

La mise en place de ce chapitre vise à évaluer les caractéristiques du bassin versant et de déterminer la quantité de pluie par l'analyse des pluies maximales journalières, Par la suite, les pluies de courte durée ont été calculées et les courbes IDF ont été construites. Les résultats des calculs réalisés dans ce chapitre sont les suivants :

La série des pluies maximums annuels suit la loi Galton a une intensité de 115 mm pour une période de retour centennal.

CHAPITRE III :

Estimation des débits de crues

Introduction :

La détermination du débit de pointe est une étape cruciale pour les projets de protection contre les inondations. Après une analyse des propriétés du bassin versant et en se référant aux résultats obtenus dans le chapitre précédent sur les précipitations. L'objectif de ce chapitre est d'établir les niveaux de crues correspondant aux différentes périodes de retour afin de sélectionner l'aménagement adéquat et de délimiter les zones inondables.

II.4 Calcul du débit de crue :

Il est essentiel de prévoir la crue et l'hydrogramme de crue pour étudier la protection contre les inondations. Lorsque nous n'avons pas de données de mesure et des stations hydrométriques qui contrôlent nos cours d'eau, nous souhaitons utiliser deux approches différentes pour évaluer les crues des bassins versants. Ces approches se résument comme suit :

- L'approche basée sur des formules empiriques
- L'approche soil conservation service « SCS »

II.4.1 L'approche basée sur des Formules Empiriques :

Elle repose sur des liens établis entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour, tels que les formules de « MALLET-GAUTHIER, GIANDOTTI, TURAZZA, et SOKOLOVSKY...etc. »

La présentation ci-dessous présente les méthodes couramment employées en Algérie.

II.4.1.1 Formule de MALLET – GAUTHIER :

L'énoncé de la formule de Maillet et Gauthier pour l'estimation de la crue de période de retour T est : (Coutagne, 1951)

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

Avec :

- K : constante comprise entre 1-3 ;
- P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m ;
- S : Surface du bassin versant en Km² ;
- L : Longueur du talweg principale en Km ;
- T : Période de retour ;

- A : Paramètre du bassin versant qui varie entre 20 et 30 selon la région géographique pour notre région on prendra (20).

II.4.1.2 Formule de TURAZZA :

Cette formule est bien adaptée pour les cas des petits bassins et elle fait appel également au temps de concentration (T_c) car elle utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant (EMI, 1999)

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

Avec :

- S : Surface du bassin versant km² ;
- I_{tc} : Intensité moyenne maximale pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h calculé dans le Tableau N° II.33
- C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

II.4.1.3 Formule de SOKOLOVSKY :

La crue est définie par SOKOLOVSKY comme un débit maximal produit par une averse de courte durée, correspondant au temps de concentration. Selon (BENNIS, Saad. 2007 .)on considère que le temps de montée de la crue est équivalent au temps de concentration.

Le débit maximum est donné par la formule suivante :

$$Q_{max;p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot f \cdot S}{T_c} \quad (III.3)$$

ou :

- S : Superficie du bassin [Km²] ;
- T_c : temps de concentration[h] ;
- P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration ;
- H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0=7$ mm ;
- α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée ;
- F : Coefficient de forme de la crue ;
- 0.28 : coefficient de changement d'unité ;

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \quad (III.4)$$

- Pour $S < 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$;
- Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a $\gamma = (2 \div 2.5)$;
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = (3 \div 4)$ α : Coefficient de ruissellement est calculé par la formule :

$$\alpha = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \quad (III.5)$$

avec : $Xp\%$, : précipitation en mm, de probabilité $p\%$ correspondant à un temps t_c

II.4.1.4 Formule ANRH 2014 :

La formule vise à présenter une méthode de calcul des crues et des hydrogrammes des crues pour les cours d'eau et les Oueds non contrôlés en Algérie. Elle repose sur les données pluviométriques (pluies maximales quotidiennes) provenant de plus de 400 postes pluviométriques, ainsi que sur les données hydrométriques (débits de pointe) provenant de 53 stations hydrométriques réparties de manière homogène sur les grands bassins versants délimités par l'ANRH (BOUTOUTAOU & ZEGGANE,2014.)

$$Q_{max;p\%} = \frac{16.7[A+B \log T].\alpha.t.\lambda.S}{(t_c+1)^n} \quad (III.6)$$

Avec :

- n : coefficient de réduction de la pluie en fonction de croissance de sa durée ;
- A, B : paramètres géographiques caractérisant l'intensité maximale pluviale annuelle A et sa variation interannuelle B ;
- T : période de retour ;
- α : Le coefficient du ruissellement ;

- λ : Le coefficient de réduction du débit ;
- t_c ; temps de concentration en min ;
- S : surface en Km^2 .

Le coefficient du ruissellement αt a été déterminé à partir des données des plus grandes crues (crues de faibles fréquences), enregistrées dans des cours d'eau de différentes régions :

$$\alpha t = 1 - \exp\left(-\frac{P_{\max.j.T}}{P_0}\right) \quad (III.7)$$

Avec :

- $P_{\max.j.T}$: pluie maximale journalière en mm de période de retour T ;
- P_0 : pertes maximales possibles en mm, Ce paramètre est tabulé en fonction des zones géographique des grands bassins versants de l'Algérie (figure III.1)

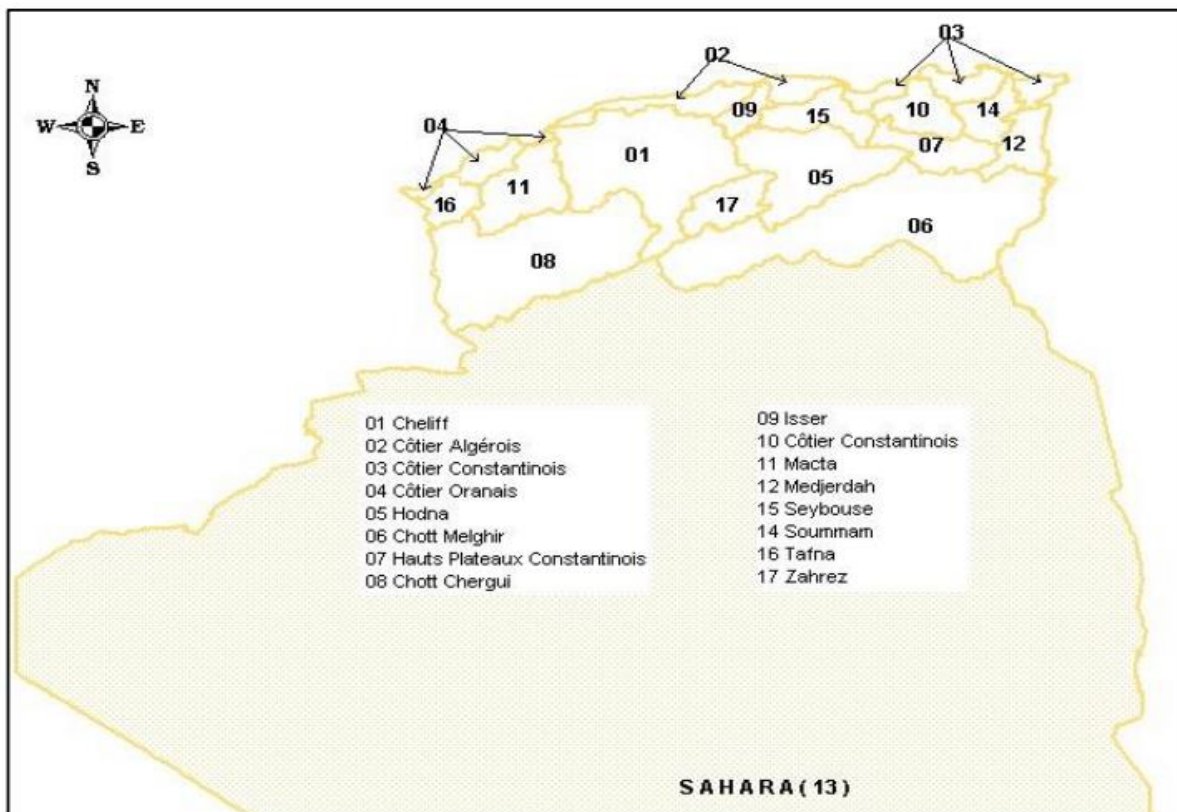


Figure III.1 : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie « ANRH »

Les Valeurs du paramètre P0 sont représentées dans le tableau suivant selon le bassin hydrographique :

Tableau III.1 : Valeurs du paramètre P0

| | | | | | |
|-----------------|----------------|-------------|----------------|-----|----|
| Bassin versants | 01-02-11-04-09 | 05-06-07-08 | 10-12-14-15-03 | 16 | 13 |
| P0 (mm) | 100 | 90 | 120 | 115 | 60 |

Le coefficient de réduction λ est déterminé par la formule suivante :

- $S > 600 \text{ Km}^2$

$$\lambda = 9.4 / (s + 1)^{0.39} \quad (III.8)$$

- $S < 600 \text{ Km}^2 \quad \lambda=1$

Les valeurs des coefficients A, B et n, sont déterminés pour la totalité du territoire algérien en fonction des zones géographique et la Pluies moyennes annuelles, Pour notre cas la willaya d'Alger est située dans le bassin hydrographique No :02, les Valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : valeur de coefficients A.Bet n

| Bassin versant | Pluies moyennes annuelles Pmoy(mm) | | | |
|----------------|------------------------------------|-------|-------------|-------|
| | Coefficient | P<400 | p {400-900} | P>900 |
| 02/03/2009 | A | 4 | 3.5 | - |
| | B | 3.5 | 2.8 | 2.7 |
| | n | 0.69 | 0.58 | 0.52 |

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

Tableau III.3 : Débits de crue du BV oued Abed par les formules empiriques (m³/s)

| Bassin versant oued Abed | | | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 22.30 | 20.69 | 18.35 | 16.35 | 8.11 |
| Formule de Turaza | 25.20 | 21.77 | 17.94 | 14.90 | 12.01 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 9.79 | 8.31 | 6.38 | 4.94 | 3.53 |
| Formule de ANRH 2014 | 25.58 | 22.17 | 17.93 | 14.95 | 12.23 |

Voici les résultats du calcul des débits pour le bassin versants d'oued champs plein :

Tableau III.4 : Débits de crue du BV oued champs plein par les formules empiriques (m³/s)

| Bassin versant oued champs plein | | | | | |
|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 16.15 | 15.02 | 13.37 | 11.98 | 10.40 |
| Formule de Turaza | 18.66 | 16.12 | 13.29 | 11.03 | 8.90 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 7.66 | 6.50 | 4.99 | 3.86 | 2.76 |
| Formule de ANRH 2014 | 21.22 | 18.90 | 15.99 | 13.96 | 12.10 |

Voici les résultats du calcul des débits pour le bassin versants d'oued 3 :

Tableau III.5 : Débits de crue du BV oued 3 par les formules empiriques (m³/s)

| Bassin versant oued3 | | | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 2.25 | 2.11 | 1.91 | 1.74 | 1.44 |
| Formule de Turaza | 2.42 | 2.09 | 1.72 | 1.43 | 1.15 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 0.80 | 0.66 | 0.49 | 0.36 | 0.24 |
| Formule de ANRH 2014 | 14.95 | 14.65 | 14.28 | 14.01 | 13.77 |

Voici les résultats du calcul des débits pour le bassin versants d'oued 4 :

Tableau III.6: Débits de crue du BV oued 4 par les formules empiriques (m³/s)

| Bassin versant oued 4 | | | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 9.23 | 8.63 | 7.76 | 7.03 | 6.21 |
| Formule de Turaza | 12.10 | 10.45 | 8.61 | 7.15 | 5.77 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 3.08 | 2.45 | 1.66 | 1.09 | 0.57 |
| Formule de ANRH 2014 | 28.40 | 27.06 | 25.37 | 24.20 | 23.12 |

II.4.2 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) la méthode repose sur une caractérisation empirique de la relation pluie-débit. Les seules données nécessaires sont le type de sol et l'occupation du sol. Cette méthode est 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), AGNPS (Agence de contrôle des pollutions du Minnesota, 1987), La méthode est applicable sur des bassins versants allant de 0.25 ha à 100 km². Son principe est le suivant : On suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de la même période de retour.

Le choix de la durée de l'épisode pluvieux et du pas de temps de calcul lors de la transformation pluie-débit, dépend du « temps de réponse » ou « Lag » du bassin versant. Il s'agit du temps nécessaire entre le centre de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme de crue qui en résulte, et comme on n'a pas de station hydrométrique sur nos oueds l'estimation du temps de réponse sera établi à partir d'une formule empirique en fonction du temps de concentration (Tc) selon la formule suivante :

$$Lag = 0.6 Tc \quad (III.9)$$

Selon SCS l'Hydrogramme élémentaire résultant de la pluie pendant un pas de temps D (h) est considéré triangulaire par hypothèse.

$$\frac{1}{3Tc} < D < \frac{2}{3Tc} \quad (III.10)$$

Ce Hydrogramme est caractérisé par :

- Qp : Le débit de pointe ;
- Tp : Le temps à la pointe ;

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 * T_c \quad (III.11)$$

- T_b : Le temps de base :

$$T_b = T_p + T_r \quad (III.12)$$

- T_r : le temps de décrue de l'hydrogramme Le rapport entre T_r et T_p se présente sous forme de constante tel que :

$$T_r = 1.67 T_p \quad (III.13)$$

Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes : la pluie effective (P_{eff}), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (I_a).

La relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est assumée comme étant la suivante :

$$\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a} \quad (III.14)$$

(S) représente la rétention potentielle maximale. Autrement dit, le rapport entre infiltration réelle et infiltration potentielle égale le rapport entre le ruissellement réel et le ruissellement potentiel

La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - P_{eff} \quad (III.15)$$

On remplace l'équation (III.15) dans l'équation (III.14) on obtient :

$$P_{eff} = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (III.16)$$

Se basant sur l'étude d'un grand nombre d'averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre I_a et S :

$$I_a = 0.2 * S \quad (III.17)$$

On obtient la relation :

$$P_{eff} = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (III.18)$$

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P .

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

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \quad (III.19)$$

et S : en (mm)

- Étant donné l'absence de cartes d'occupation du sol de plusieurs régions à l'échelle nationale, nous avons décidé de créer une carte d'occupation du sol pour notre bassins versant en utilisant un logiciel de SIG (ArcGIS).

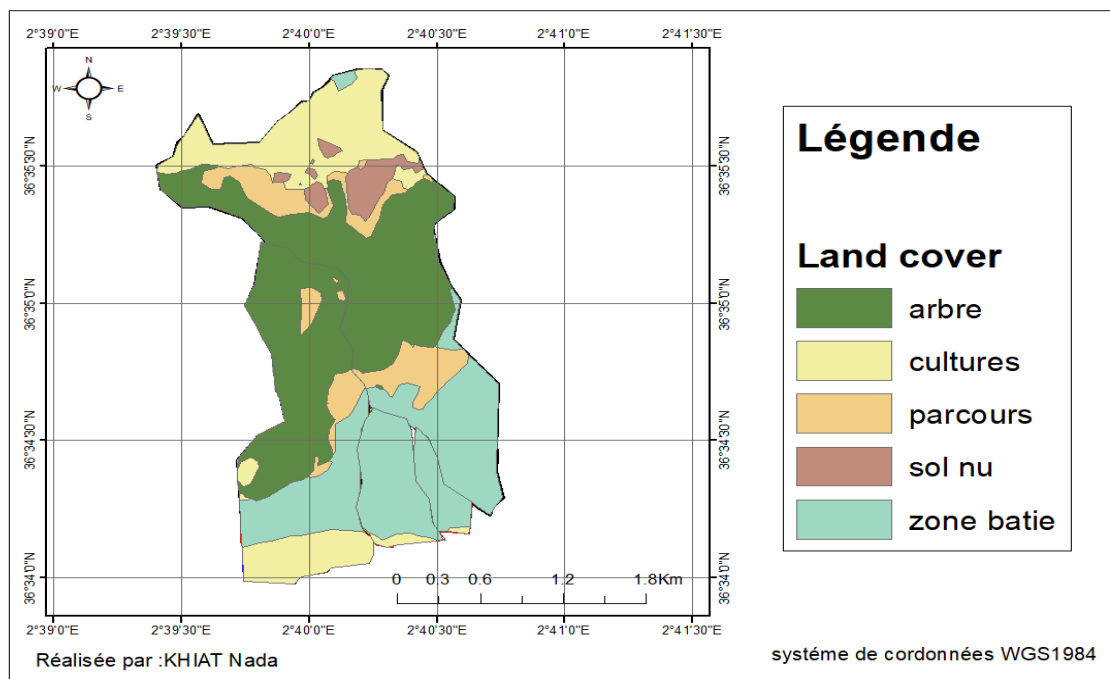


Figure III.2 : Carte d’occupation du sol du bassin versant

Voici les résultats d’occupation de sols

Tableau III.7 : d’occupation de sol et CN du bassin versant

| Bassin | Occupation du sol (km ²) | | | | |
|-------------------|--------------------------------------|---------|------------|--------|----------|
| | Arbre | Culture | Zone bâtie | Sol nu | Parcours |
| Oued Abed | 0.66 | 0.22 | 0.32 | 0 | 0.09 |
| Oued champs plein | 0.88 | 0.51 | 0.41 | 0.12 | 0.3 |
| Oued3 | 0 | 0.01 | 0.10 | 0 | 0 |
| Oued4 | 0 | 0.02 | 0.29 | 0 | 0 |

Le CN est déterminé en considérant essentiellement les types de sol et le couvert végétal dans le bassin, La méthode pour extraire le numéro de courbe hydrologique (Curve Number, CN) à partir du site Earth Engine Apps .

- **Earth Engine Apps** : Les Earth Engine Apps sont des interfaces utilisateur dynamiques et accessibles au public pour les analyses Earth Engine. Vous pouvez utiliser l’application “Global Hydrologic Curve Number Explorer” pour visualiser les valeurs de CN à l’échelle mondiale avec une résolution d’environ 250 mètres. Voici le lien vers l’application <https://jaafarhadi.users.earthengine.app/view/hydrologic-curve-number>

- La méthode d'extraction du numéro de courbe hydrologique (Curve Number, CN) à partir du site Earth Engine Apps repose sur le jeu de données Global Hydrologic Curve Number (GCN250).
- **Global Hydrologic Curve Number (GCN250)** : Le GCN250 est un ensemble de données globales et cohérentes qui définit les valeurs de CN à une résolution spatiale de 250 mètres. Il est basé sur de nouvelles données mondiales sur l'occupation des terres (résolution de 300 mètres) et les sols (résolution de 250 mètres). Ces valeurs de CN sont utilisées pour la modélisation hydrologique, la gestion des terres, l'évaluation des risques d'inondation et la modélisation de la recharge des eaux souterraines. Notez que les valeurs de CN varient en fonction des conditions de ruissellement antécédentes (ARC), qui sont influencées par l'intensité et la durée des précipitations, l'humidité du sol, la densité de la couverture végétale, le stade de croissance et la température (Jaafar et al., 2019)

Pour mettre en pratique la méthode SCS pour nos sous-bassins versants, il est nécessaire d'utiliser une modélisation et de l'utiliser à l'aide d'un logiciel, dans notre cas le HEC HMS.

II.5 La Modélisations Hydrologique A L'aide Du Logiciel « Hec-Hms »

II.5.1 La Modélisation Hydrologique :

Un modèle hydrologique est une application numérique utilisée pour exprimer la relation entre la pluviométrie et le débit d'eau dans un bassin versant. En outre, il est requis pour convertir des séries temporelles caractérisant le climat d'un bassin versant donné en une série de débit.

Les types de modélisation se différencient par de variées méthodes :

- Modélisation à base physique : a fait référence à l'utilisation des lois physiques pour soutenir la simulation de la réalité avec ses processus. Le modèle requiert des données de qualité et représentatives. Elle facilite l'identification et la compréhension des principaux facteurs impliqués.
- Modélisation conceptuelle : consiste à reproduire les écoulements sans chercher à les représenter. Le bassin versant est généralement perçu dans les modèles conceptuels comme un ensemble de réservoirs interconnectés, ce qui simplifie au maximum la représentation du monde réel. Ce genre de modélisation offre une petite quantité de paramètres et une mise en place simple.

Depuis la fin des années 1960, de nombreux modèles hydrologiques ont été développés. En général, la sélection du modèle à utiliser est influencée par l'objectif de modélisation et les données d'entrée disponibles. (Perrin et al., 2003)

II.5.2 Présentation du modèle HEC-HMS :

L'Hydrologic Engineering Center (HEC) de l'US Army Corps of Engineers a développé le modèle hydrologique distribué HEC-HMS (Hydrologic Modeling System). Cela représente un système complet de modélisation hydrologique des bassins versants qui offre la possibilité de simuler les processus pluie-débit, allant des précipitations brutes jusqu'au débit total de ruissellement à un moment donné. Ce logiciel propose différentes options, notamment la simulation de phénomènes classiques tels que l'infiltration et le ruissellement, ainsi que l'évaporation et la fonte dans la neige. United States Army Corps of Engineers, 2016 .

Le concept de la modélisation repose sur deux fonctions essentielles :

- **La fonction de production** : facilite la distinction entre la pluie nette (qui va s'écouler) et la pluie brute (qui est tombée).
- **La fonction de transfert** : consiste à transmettre cette pluie vers l'exutoire du bassin versant

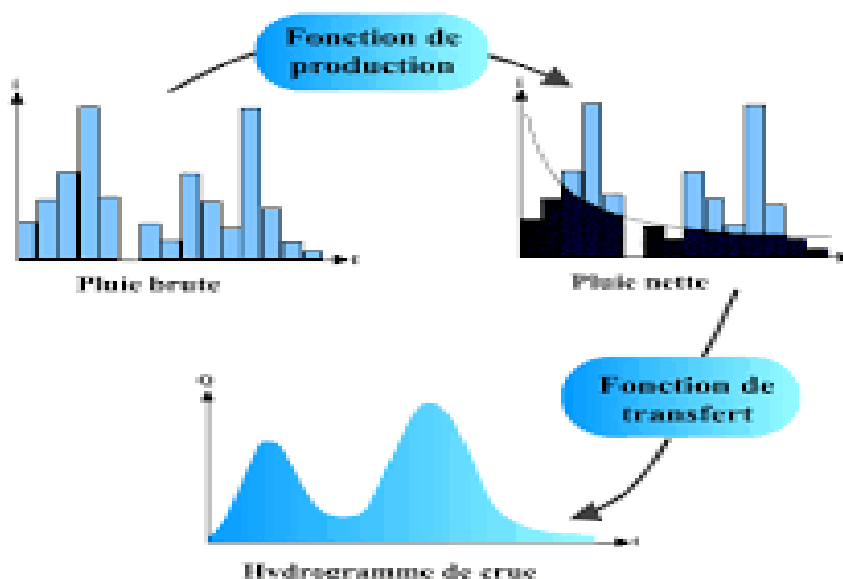


Figure III.3 : Schéma général de la fonction de production et de transfert

II.5.3 Les résultats de la simulation :

La modélisation avec le logiciel HEC-HMS passe par plusieurs étapes :

- La Création du modèle de bassin versant ;
- La Création du modèle météorologique ;
- La Création du modèle de contrôle des spécifications ;
- Le lancement de la simulation

Pour notre étude, la simulation du processus hydrologique a été faite pour une période de retour de 10 ans jusqu'à 100 ans Les résultats de simulation obtenus après l'application du modèle de perte par infiltration SCS-CN et la méthode de transfert d'hydrogramme unitaire de SCS sont ci-dessous :

- **Période de Retour Centennale 100 ans :**

Tableau III.8 : Résultats de simulation pour la période de retour 100ans

| Sous bassin | Temps de pic | La surface drainé (km ²) | Débit de pointe (m ³ /s) | Volume (mm) |
|-------------------|--------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| Oued Abed | 12 :12 | 2.24 | 48.7 | 129.46 |
| Oued champs plein | 12 :08 | 1.29 | 33.1 | 136.97 |
| Oued3 | 12 :00 | 0.11 | 3.8 | 161.65 |
| Oued4 | 11 :56 | 0.31 | 12.6 | 187.88 |

Ce graphe représente l'hydrogramme de crues pour le sous bassin d'oued Abed :

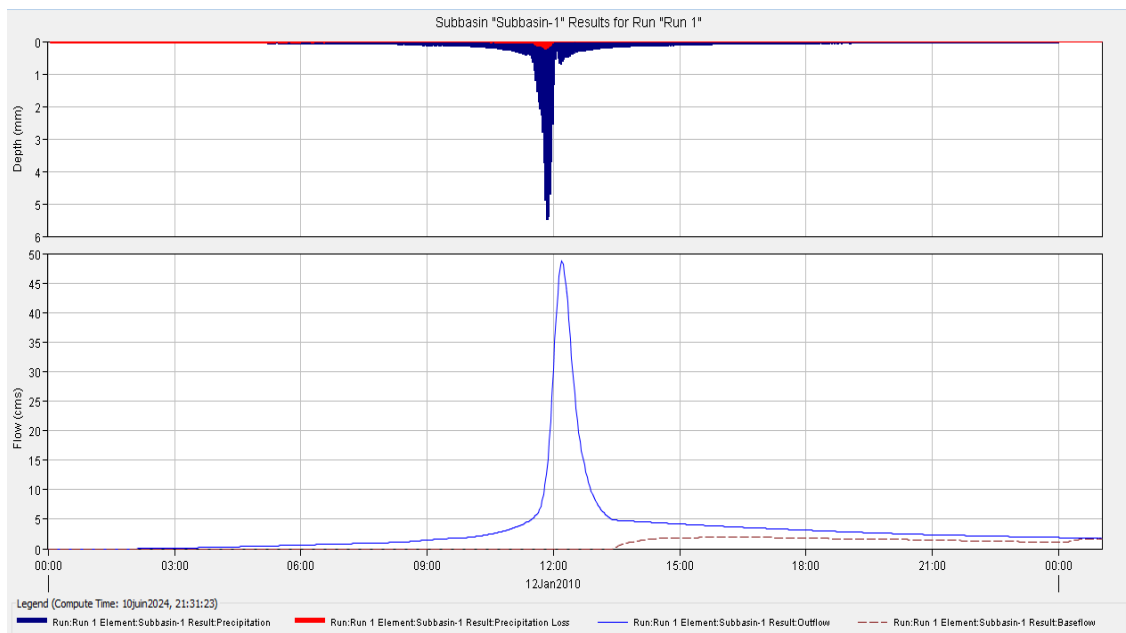


Figure III.4: Hydrogramme de crue du BV oued Abed

- ✓ L'unité CMS c'est-à-dire : « cubic meters per second » ou bien mètres cubes par seconde. Les pertes par infiltration du sous bassin d'oued Abed représente 14.62 % de la pluie totale, donc une perte de 12.71mm, le sol du sous bassin oued Abed a un faible capacité d'infiltration à cause de sa nature urbaine
- ✓ Curve number est de 95 selon le site earth engine apps
- ✓ Le pic d'hydrogramme atteint un débit de 48.7 m³/s avec un temps de pic de 12h12.

Le graphe représente l'hydrogramme de crues pour le sous bassin d'oued champs plein :

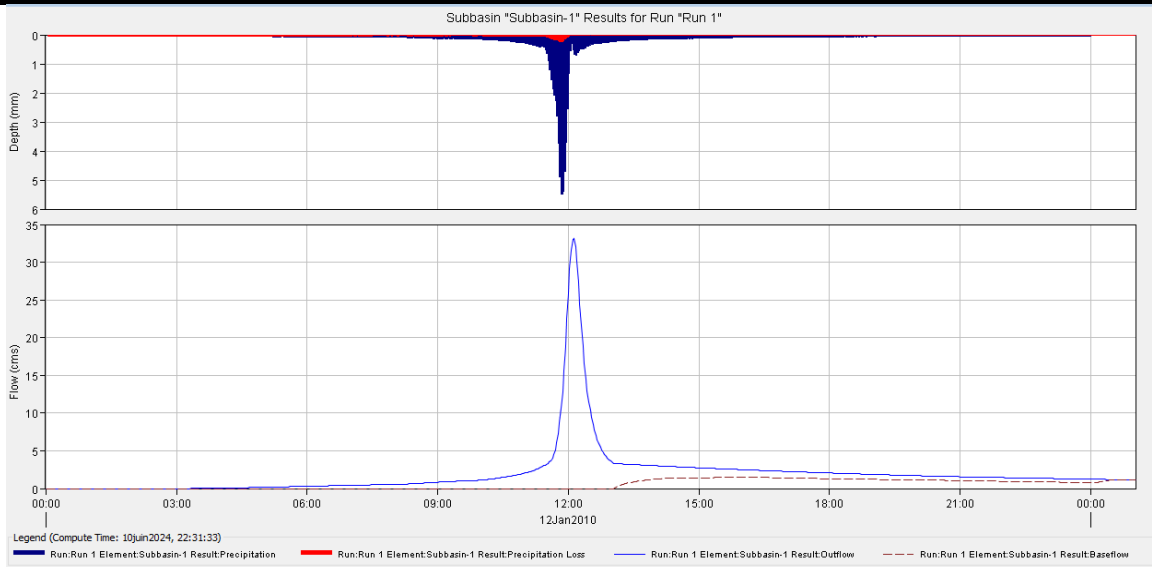


Figure III.5: Hydrogramme de crue du BV oued champs plein

- ✓ L'unité CMS c'est-à-dire : « cubic meters per second » ou bien mètres cubes par seconde. Les pertes par infiltration du sous bassin d'oued champs plein représente 14.26 % de la pluie totale, donc une perte de 16.4mm, le sol du sous bassin oued champs plein a un faible a moyenne capacité d'infiltration à cause de sa nature agricole
- ✓ Curve number est de 95 selon le site earth engine apps
- ✓ Le pic d'hydrogramme atteint un débit de 33.1 m3/s avec un temps de pic de 12h08.

Ce graphe représente l'hydrogramme de crues pour le sous bassin d'oued 3 :

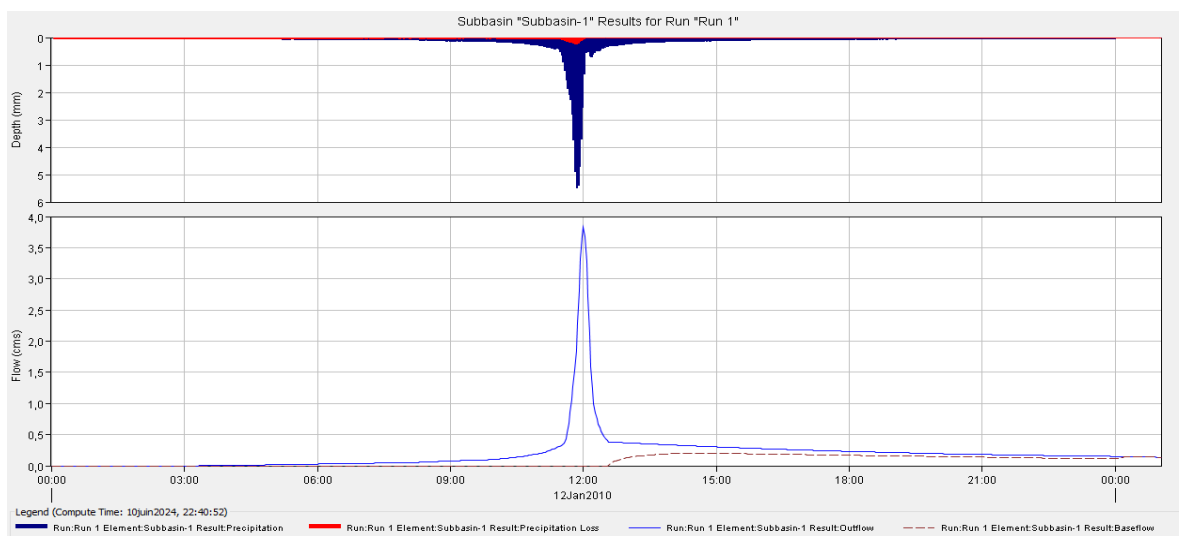


Figure III.6: Hydrogramme de crue du BV 3

- ✓ L'unité CMS c'est-à-dire : « cubic meters per second » ou bien mètres cubes par seconde. Les pertes par infiltration du sous bassin d'oued 3 représente 14.26 % de la pluie totale, donc une perte de 16.4mm, le sol du sous bassin oued champs plein a un faible a moyenne capacité d'infiltration
- ✓ Curve number est de 95 selon le site earth engine apps
- ✓ Le pic d'hydrogramme atteint un débit de 3.8 m³/s avec un temps de pic de 12h00.

Ce graphe représente l'hydrogramme de crues pour le sous bassin d'oued 4:

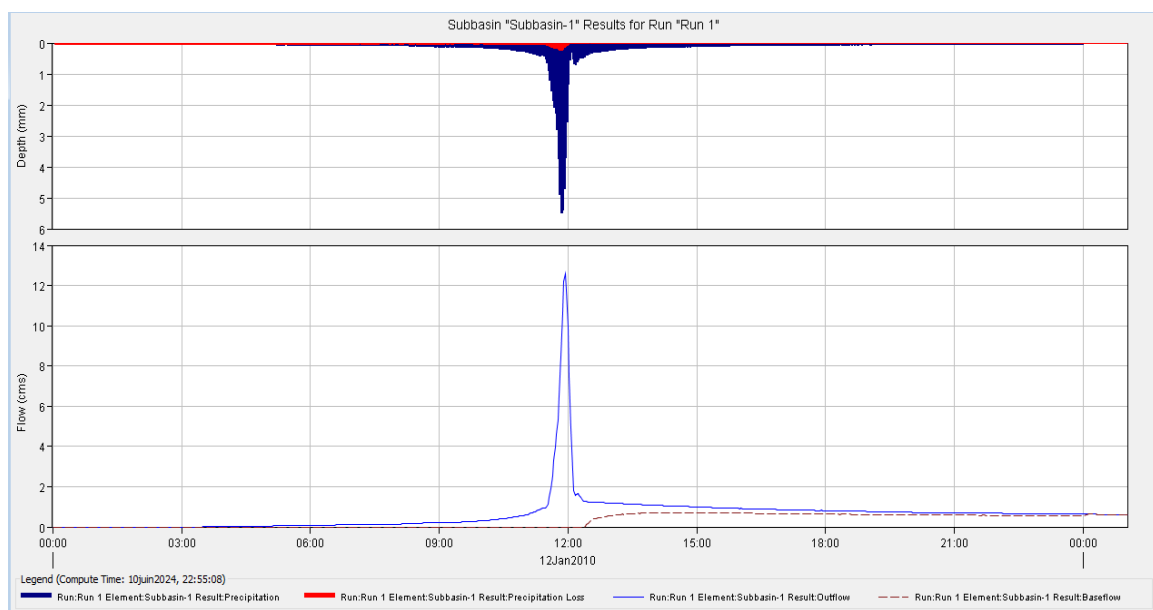


Figure III.7: Hydrogramme de crue du BV 4

- ✓ L'unité CMS c'est-à-dire : « cubic meters per second » ou bien mètres cubes par seconde. Les pertes par infiltration du sous bassin d'oued 4 représente 14.45 % de la pluie totale, donc une perte de 16.62 mm, le sol du sous bassin oued champs plein a un faible a moyenne capacité d'infiltration
- ✓ Curve number est de 95 selon le site earth engine apps
- ✓ Le pic d'hydrogramme atteint un débit de 12.6 m³/s avec un temps de pic de 11h56.

- Période de Retour 50 ans :

Tableau III.9 : Résultats de simulation pour la période de retour 50ans

| Sous bassin | Temps de pic | La surface drainé (km ²) | Débit de pointe (m ³ /s) | Volume (mm) |
|-------------------|--------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| Oue Abed | 12 :12 | 2.24 | 44.6 | 118.03 |
| Oued champs plein | 12 :08 | 1.29 | 30.3 | 124.75 |
| Oued3 | 12 :00 | 0.11 | 3.5 | 147.12 |
| Oued4 | 11 :56 | 0.31 | 11.5 | 171.47 |

- Période de Retour 20 ans :

Tableau III.10 : Résultats de simulation pour la période de retour 20ans

| Sous bassin | Temps de pic | La surface drainé (km ²) | Débit de pointe (m ³ /s) | Volume (mm) |
|-------------------|--------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| Oued Abed | 12 :12 | 2.24 | 38.9 | 102.30 |
| Oued champs plein | 12 :08 | 1.29 | 25.6 | 103.75 |
| Oued3 | 12 :00 | 0.11 | 3.1 | 127.44 |
| Oued4 | 11 :56 | 0.31 | 10.1 | 143.11 |

- Période de Retour 10 ans :

Tableau III.11 : Résultats de simulation pour la période de retour 10ans

| Sous bassin | Temps de pic | La surface drainé (km ²) | Débit de pointe (m ³ /s) | Volume (mm) |
|-------------------|--------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| Oued Abed | 12 :12 | 2.24 | 34.1 | 87.79 |
| Oued champs plein | 12 :08 | 1.29 | 23.3 | 94,48 |
| Oued3 | 12 :00 | 0.11 | 2.7 | 111.72 |
| Oued4 | 11 :56 | 0.31 | 8.9 | 131.02 |

- **Période de Retour 5 ans :**

Tableau III.12 : Résultats de simulation pour la période de retour 5ans

| Sous bassin | Temps de pic | la surface drainé (km ²) | Debit de pointe (m ³ /s) | Volume (mm) |
|-------------------|--------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| Oued Abed | 12 :12 | 2.24 | 29.2 | 74.38 |
| Oued champs plein | 12 :08 | 1.29 | 20.0 | 80.11 |
| Oued3 | 12 :00 | 0.11 | 2.3 | 94.89 |
| Oued4 | 11 :56 | 0.31 | 7.6 | 111.38 |

➤ **Discussion des Résultats :**

Selon les résultats des quatre formules empiriques, les formules de Mallet-Gauthier, TURAZA et de l'ANRH fournissent des valeurs de débits similaires pour les différentes périodes de retour. En revanche, les formules de Sokolovsky donnent des valeurs très proches, mais avec une différence d'environ 10 m³/s de plus par rapport aux formules de Mallet-Gauthier, TURAZA et de l'ANRH. Par ailleurs, la méthode SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS produit des valeurs de débits plus élevées que celles des formules de l'ANRH, TURAZA et Mallet-Gauthier. Cette méthode prend en compte plusieurs paramètres tels que le type de sol, l'infiltration, l'occupation du sol et la transformation pluie-débit en fonction des caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant. Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser les résultats de la méthode SCS-CN pour le reste de notre étude.

Le tableau suivant résume les résultats des calculs des débits pour les différentes périodes de retour selon les deux approches utilisées.

Tableau III.13 : Résultats de débits selon les deux approches

| Bassin versant oued Abed | | | | | |
|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 22.30 | 20.69 | 18.35 | 16.35 | 8.11 |
| Formule de Turaza | 25.20 | 21.77 | 17.94 | 14.90 | 12.01 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 9.79 | 8.31 | 6.38 | 4.94 | 3.53 |
| Formule de ANRH 2014 | 25.58 | 22.17 | 17.93 | 14.95 | 12.23 |
| La méthode de SCS | 48.7 | 44.6 | 38.9 | 34.1 | 29.2 |
| Bassin versant oued champs plein | | | | | |
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 16.15 | 15.02 | 13.37 | 11.98 | 10.40 |
| Formule de Turaza | 18.66 | 16.12 | 13.29 | 11.03 | 8.90 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 7.66 | 6.50 | 4.99 | 3.86 | 2.76 |
| Formule de ANRH 2014 | 21.22 | 18.90 | 15.99 | 13.96 | 12.10 |
| La méthode de SCS | 33.1 | 30.3 | 25.6 | 23.3 | 20 |
| Bassin versant oued3 | | | | | |
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 2.25 | 2.11 | 1.91 | 1.74 | 1.44 |
| Formule de Turaza | 2.42 | 2.09 | 1.72 | 1.43 | 1.15 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 0.80 | 0.66 | 0.49 | 0.36 | 0.24 |
| Formule de ANRH 2014 | 14.95 | 14.65 | 14.28 | 14.01 | 13.77 |
| La méthode de SCS | 3.8 | 3.5 | 3.1 | 2.7 | 2.3 |
| Bassin versant oued 4 | | | | | |
| Période T(ans) | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Formule de Mallet -Gauthier | 9.23 | 8.63 | 7.76 | 7.03 | 6.21 |
| Formule de Turaza | 12.10 | 10.45 | 8.61 | 7.15 | 5.77 |
| Formule de SOKOLOVSKY | 3.08 | 2.45 | 1.66 | 1.09 | 0.57 |
| Formule de ANRH 2014 | 28.40 | 27.06 | 25.37 | 24.20 | 23.12 |
| La méthode de SCS | 12.6 | 11.5 | 10.1 | 8.9 | 2.3 |

II.6 Étude de transport solide :

Le transport des matières solides en suspension a engendré de nombreux efforts de la part des pays pour lutter contre la détérioration des terres arables, l'envasement des barrages et les conséquences dévastatrices des cycles d'inondation et de désertification qu'il peut engendrer (De Ploey et al., 1991) et (Bouguerra et al., 2016).

Le transport solide dans les cours d'eau est extrêmement élevé en Algérie. Mais il est mal mesuré dans certains cours d'eau en raison de l'absence et du manque de données sur la concentration en particules fines, ainsi que de l'indisponibilité des stations de jaugeage

(Bouchelkia). Selon Remini (2003), l'évaluation du transport solide a été effectuée en utilisant les formules empiriques les plus couramment utilisées, à savoir :

- La formule de Tixeront (1960) ;
- La formule de Fournier (1960) ;
- Formule de Sogreah (1969) ;
- La formule de Gavrilovich (1992) ;
- Formule de Kasoul et al. (1997) ;
- Formule de Touaïbia et Achite (2003) ;
- Formules de Meddi (2015).

II.6.1 Méthode de Tixeront (1960)

Sa formulation est la suivante :

$$Ta = \alpha Le^{0.15} \tag{III.20}$$

Avec :

- Ta : la dégradation spécifique en (T /Km² /an) ;
- Le : le ruissellement moyen en (m) ;
- α : le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III.14: Estimation du coefficient de perméabilité.

| Perméabilité du bassin versant | Valeur de α |
|--------------------------------|-------------|
| Perméabilité élevée | 8.5 |
| Moyenne à élevée | 75 |
| Faible à moyenne | 350 |
| Faible | 1400 |
| Imperméable | 3200 |

« Le » se calcule par les formules empiriques :

❖ La formule de Samie :

$$Le = P^2(293 - 2.2 \times \sqrt{S}) \tag{III.21}$$

Avec :

- P : Pluie moyenne annuelle (m) ;
- S : Surface du bassin versant (Km²) ;
- Le : Lamme d'eau écoulée (mm).
- **La formule de Mallet et Gauthier :**

$$Le = 600P(1 - 10^{-0.36P^2}) \tag{III.22}$$

- **La formule de Turc :**

$$Le = P - \frac{P}{\sqrt{\frac{P^2}{L^2} + 0.9}} \tag{III.23}$$

Avec :

- L : coefficient de la température, tel que $L = 300 + 25T + 0.05T^3$;
- T : Température moyenne annuelle.

➤ Les résultats de calcul se résument dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Résultats de calcul de la lame d'eau écoulée.

| Le | Pmoy annuelle (mm) | Formule | | |
|-------------------|--------------------|---------|--------------------|-------|
| | | Samie | Mallet et Gauthier | Turc |
| Oued Abed | 0.6192 | 111.07 | 101.15 | 69.69 |
| Oued champs plein | 0.6192 | 111.38 | 101.15 | 69.69 |
| Oued 1 | 0.6192 | 112.056 | 101.15 | 69.69 |
| Oued2 | 0.6192 | 111.86 | 101.15 | 69.69 |

Tableau III.16 : Résultats de calcul de la dégradation spécifique.

| Le | Pmoy (mm) | α | Ta (T/Km ² /an) |
|-------------------|-----------|----------|----------------------------|
| Oued Abed | 0.6192 | 350 | 709.43 |
| Oued champs plein | 0.6192 | 350 | 709.72 |
| Oued 3 | 0.6192 | 350 | 710.37 |
| Oued 4 | 0.6192 | 350 | 710.19 |

II.7 Méthode d'estimation au nord Algérien :

$$D_s = 328.624Q^{-0.234}S^{-0.197} \tag{III.5}$$

Avec :

- D_s : le transport solide en (T/Km² /an) ;
- Q: Débit maximum (m³ /s);
- S : Surface du bassin versant (Km²) ;

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

Tableau III.17 : Résultats de calcul des apports solides.

| BV | Q (m ³ /s) | S (Km ²) | D _s (t/km/an) |
|-------------------|-----------------------|----------------------|--------------------------|
| Oued Abed | 48.7 | 2.24 | 112.93 |
| Oued champs plein | 33.1 | 1.29 | 137.81 |
| Oued 3 | 3.8 | 0.11 | 371.43 |
| Oued 4 | 12.6 | 0.31 | 228.78 |

Conclusion

Les débits de crues correspondant aux différentes périodes de retour pour nos bassins versants ont été analysés dans ce chapitre en utilisant deux méthodes différentes : les formules empiriques et la méthode SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS.

Selon les résultats obtenus, on a opté pour la méthode SCS-CN, ce qui entraîne un débit de crue de $48.7\text{m}^3/\text{s}$ et $33.1\text{m}^3/\text{s}$ pour l'oued Abed et champs plein respectivement pendant une période de retour centennale et un débit de $3.8\text{m}^3/\text{s}$ et $12.6\text{m}^3/\text{s}$ pour les bassins versant d'oued 3 et oued 4 respectivement, Par la suite, les hydrogrammes des crues ont été élaborés pour une période de 100 ans, ce qui permet de visualiser l'évolution des crues au fil du temps pour chaque bassin versant.

Le transport solide est estimé à $112.93\text{ T/Km}^2/\text{an}$ et $137.8\text{ t/Km}^2/\text{an}$ pour les sous bassins versant d'oued Abed et Champs plein respectivement, et $371.43\text{t/Km}^2/\text{an}$ et $228.78\text{ T/Km}^2/\text{an}$ pour les bassins versant d'oued 3 et oued 4.

**Chapitre IV : Simulation
des écoulement hydraulique
et cartographie des zones
inondables a risque**

Introduction

Une modélisation des écoulements dans le cours d'eau est indispensable pour les études de protection contre les inondations. Cela permet de déterminer les niveaux d'écoulement et les limites d'eau atteintes lors des crues de différentes fréquences, ainsi que d'autres caractéristiques qui permettent de comprendre l'écoulement et de déterminer les types de protections à adopter. Le but principal consiste à déterminer les zones qui pourraient être inondées lors du passage de la crue de fréquence spécifique, ce qui permet de créer une carte d'inondation de la région traversée par les cours d'eau. Grâce à cela, nous serons en mesure de déterminer plus précisément les sections de cours d'eau à aménager et de sélectionner également l'aménagement approprié.

III.1 Généralités :**III.1.1 La physique d'un modèle hydraulique :**

L'étude des inondations de plaine repose principalement sur les modèles hydrauliques basés sur la résolution des équations de Barré de Saint-Venant (équations tridimensionnelles de Navier-Stokes intégrées sur la verticale).(Roux, 2004)

- **Équation de conservation de la masse :**

$$\frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = qL \quad (IV.1)$$

- **Équation de conservation de la quantité de mouvement :**

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} \right) + gS \left(\frac{\partial z}{\partial x} + J \right) = KL \cdot qL \cdot V \quad (IV.2)$$

Avec :

- S : La surface mouillée, c'est-à-dire l'aire de la section transversale occupée par le fluide (m²) ;
- Q : Le débit (m³ /s) ;
- qL: Le débit par unité de longueur (m² /s) d'apport (qL ≥ 0) ou de fuite (qL < 0) ;
- g : l'accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- Z : la cote de la surface libre (m) ;

- J : la pente de la ligne d'énergie (m/m), également appelée perte de charge linéaire ;
- K_L : un coefficient tel que :

$$K_L = \begin{cases} 1 & \text{si } q_L < 0; \\ 0 & \text{si } q_L \geq 0 \end{cases} \quad (IV.3)$$

- V : la vitesse moyenne dans une section transversale (m/s) ;
- X : l'abscisse curviligne (m) ;
- t : le temps (s).

La figure (IV.1) schématise ces différents paramètres.

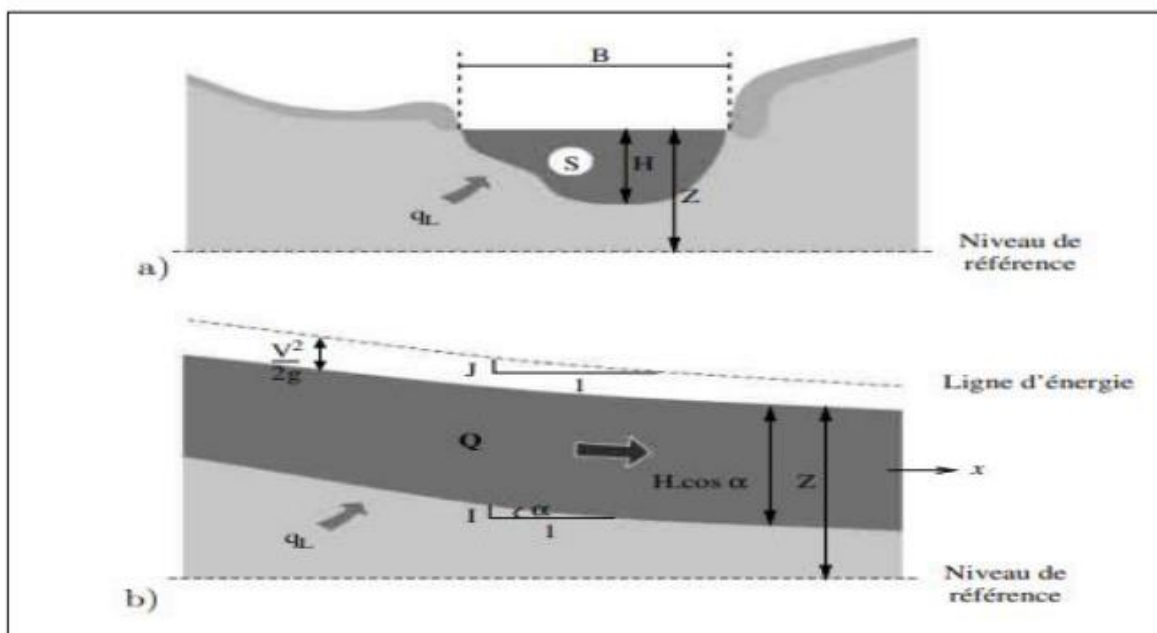


Figure IV.1 : Définition des variables hydrauliques intervenant dans les équations de Saint-Venant, d'après Langendoen (2000) : a) profil en travers, b) profil en long

III.1.2 Écoulement à surface libre :

On le définit comme un mouvement de liquide à travers une surface en contact avec l'air libre et la pression atmosphérique. Ce mouvement se produit sous l'influence de la force de gravité en raison de la pente.

L'hydraulique fluviale, qui constitue une composante de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiels et naturels qui ont une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui entraîne une variation potentielle de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse.

III.1.2.1 Variabilité dans le temps

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

- **L'écoulement stationnaire (permanent) :**

On considère que l'écoulement est permanent lorsque les caractéristiques d'écoulement, en tout point, sont constantes dans le temps. ($\partial v/\partial t = 0$; $\partial h/\partial t = 0$, etc.).

- **L'écoulement non stationnaire (non permanent) :**

La notion d'écoulement non stationnaire est utilisée lorsque les caractéristiques d'écoulement, en tout point, varient en fonction du temps. ($\partial v/\partial t \neq 0$; $\partial h/\partial t \neq 0$, etc.).

Les écoulements permanent et non permanent sont illustrés dans la figure ci-dessous

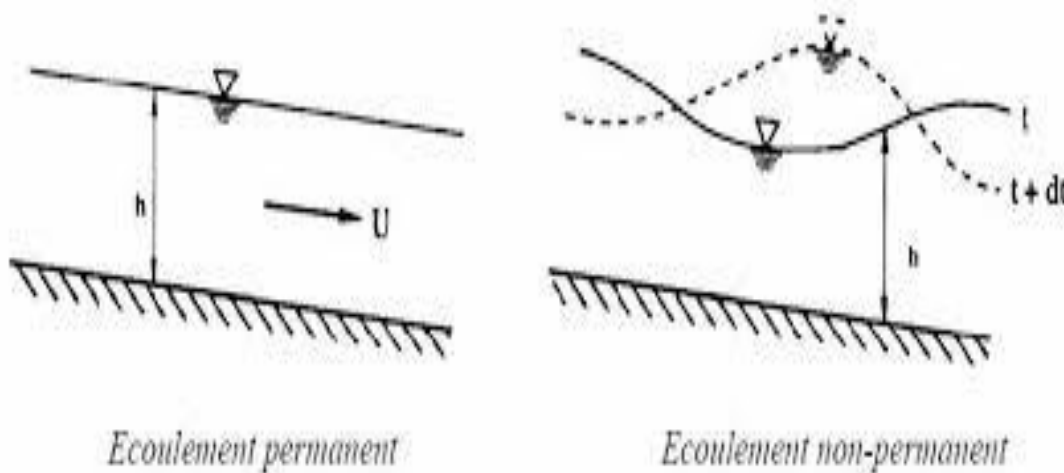


Figure IV.2: schéma des écoulements permanent et non permanents

III.1.2.2 Variabilité dans l'espace

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

▪ **Écoulement uniforme**

On considère que l'écoulement est uniforme lorsque les caractéristiques de l'écoulement demeurent constantes dans les différentes parties du canal. La ligne de la pente du canal est donc parallèle à la surface libre de l'eau.

▪ **Écoulement non uniforme**

Un écoulement non-uniforme peut être graduellement varié accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement, ou bien peut être rapidement varié ou les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement. (Chow, 1959).

Les écoulements uniformes et non-uniforme sont illustrés dans la figure ci-dessous

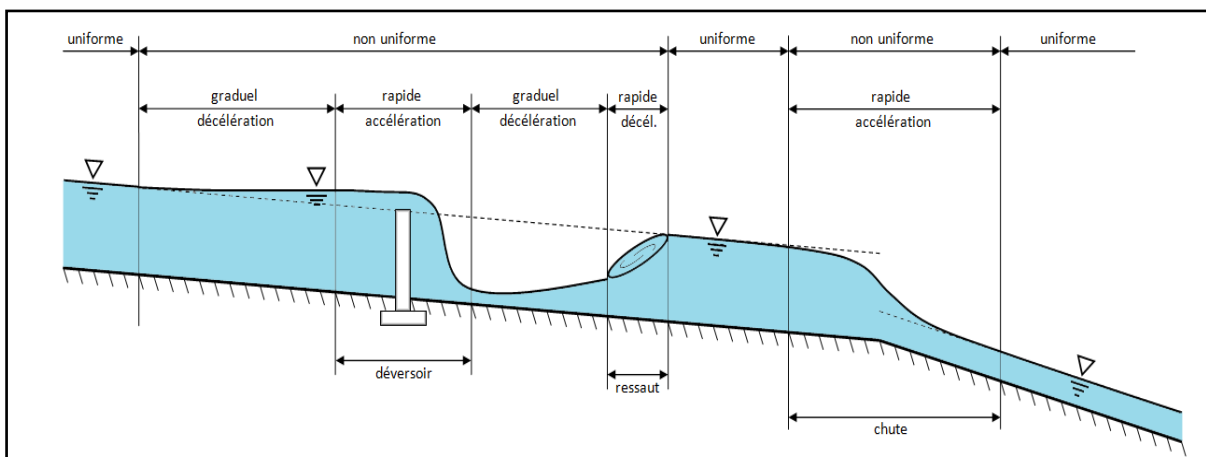


Figure IV.3 : schéma des écoulements uniforme et non-uniforme (Wikipédia)

III.1.3 Régime d'écoulement :

Dans un canal à surface libre, le déplacement d'un fluide réel entraîne des forces d'inertie, de gravité et de frottement (viscosité et rugosité). En utilisant des coefficients ou des nombres adimensionnels, les équations réduites du mouvement définissent les divers régimes d'écoulement.

➤ Nombre de Reynolds :

C'est le rapport des forces de frottements et les forces d'inerties et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- Écoulement laminaire $Re < 500$.
- Écoulement turbulent $Re > 500$ à 600

➤ Nombre de Froude :

C'est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inerties.

Où

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g Dh}} \quad (III.4)$$

Avec ;

- v : Vitesse moyen de l'écoulement ;
- g : accélération gravitationnelle ;
- Dh : profondeur hydraulique ;

Qui permet le classement des écoulements comme suit :

- Écoulement fluvial $Fr < 1$
- Écoulement torrentiel $Fr > 1$
- Écoulement critique $Fr = 1$

Par conséquent, la combinaison des nombres de Reynolds et Froude donne quatre régimes d'écoulement :

- Ecoulement fluvial laminaire $Fr < 1$ et $Re < 500$
- Ecoulement fluvial turbulent $Fr < 1$ et $Re > 500$ à 600
- Ecoulement torrentiel laminaire $Fr > 1$ et $Re < 500$
- Ecoulement torrentiel turbulent $Fr > 1$ et $Re > 500$ à 600

III.2 Dimensionnement des canaux :

Pour un écoulement à surface libre lentement varié on peut admettre que le régime est uniforme sachant que pour un écoulement turbulent les formules les plus usuelles sont : (Chow, 1959)

III.2.1 Formule de Chézy

Expression de Chézy se présente sous la forme :

$$V = C \sqrt{Rh \cdot I} \quad (III.5)$$

En remplaçant la formule précédente dans la loi de continuité citée ci-après :

$$Q = V \cdot S \quad (III.6)$$

Avec :

- C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$) ;
- S : Section mouille (m^2) ;
- Rh: Rayon hydraulique, $Rh = S/P$ (m);
- I : Pente de fond du canal (mm/mm) ;

III.2.2 Formule de MANNING-STRICKLER :

C'est la formule la plus utilisée, appelée en bref la formule de Manning-Strickler

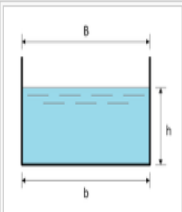
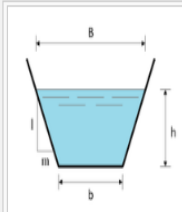
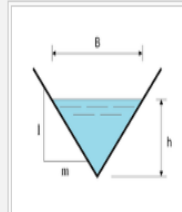
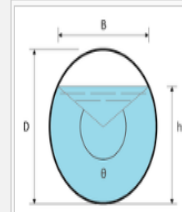
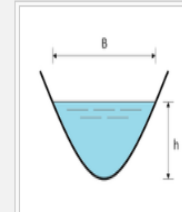
$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (III.7)$$

Avec :

- $K = 1/n$: coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal ;
- N : Coefficient de rugosité de Manning. Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de MANNING-STRICKLER ;

Le tableau suivant donne les formules des éléments géométriques pour les différents types de section des canaux :

Tableau IV.1: Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques. (Graf et al., 2000)

| |  |  |  |  |  |
|-------------------------------|---|---|---|--|---|
| | Rectangle | Trapeze | Triangle | Cerole | Parabole |
| Largeur, B | b | $b + 2 \times mh$ | $2 \times mh$ | $(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$ | $\frac{3S}{2h}$ |
| Surface, S | $b \times h$ | $(b + mh) \cdot h$ | $m \times h^2$ | $\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$ | $\frac{2}{3}Bh$ |
| Périmètre mouillé, P | $b + 2h$ | $b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$ | $2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$ | $\frac{1}{2} \theta \cdot D$ | $B + \frac{8h^2}{3B}$ |
| Rayon hydraulique, R_h | $\frac{bh}{b + 2h}$ | $\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$ | $\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$ | $\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$ | $\frac{2B^2h}{3B^2 + 8h^2}$ |
| Profondeur hydraulique, D_h | h | $\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$ | $\frac{1}{2}h$ | $\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \frac{\theta}{2}} \right] \frac{D}{8}$ | $\frac{2}{3}h$ |

III.3 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé

III.3.1 . Situation de l'oued dans la zone d'étude :

La zone d'étude comprend la modélisation de deux affluents ; oued Abed et oued champs plein. En outre, deux petits cours d'eau se forment au niveau de la ville, nécessitant également une attention particulière.

III.3.2 Présentation du réseau :

➤ Oued champs plein :

L'oued champs plein est composé généralement de trois tronçons :

Premier tronçon en amont de l'agglomération est constitué d'une ravine en forme de « V » dans des matériaux divers allant d'une consistance tendre (marnes et argiles) à dure (grès).

Ce tronçon montre la présence d'une végétation boisée, buissonnante et herbacée (ripisylve) sur les bords du cours d'eau, formant le bord du lit mineur non inondable à l'étiage. L'eau est envahie par une masse considérable d'objets solides, emportés par les eaux lors de la crue, puis bloqués au niveau des étranglements du lit et qui empêche le passage de l'eau. Collecte de roches provenant de l'érosion.



Figure IV.4 : fond de l'oued en amont de l'agglomération montrant la présence ripisylve.

(Prise le 22/01/2024)

Le second segment est formé par un canal étroit entouré d'habitations Le troisième segment est composé de conduites enterrées sous dimension en zone urbaine et en plaine. L'urbanisation, avec son réseau de routes et de rues, ajoute un "relief" artificiel au relief naturel, ce qui entraîne une modification significative de l'écoulement des eaux superficielles. Quand elles sont parallèles aux flux naturels d'eau, elles entraînent l'écoulement des eaux accumulées vers des passages nécessaires. Les écoulements peuvent ainsi atteindre des vitesses extrêmement élevées, ce qui entraîne des conséquences dévastatrices.

➤ Oued Abed

L'oued Abed situé dans la partie centre de la ville d'Attatba est également divisé en trois tronçons :

Premier tronçon en amont est constitué d'une ravine sur des matériaux principalement argileux et gréseux ou conglomératiques ravinés avec une pente relativement moins accentuée que celle de l'oued champs pleins, mais recouverte par une végétation abondante entraînant une forte rugosité des berges.



FigureIV.5 : Rive gauche de l'oued Abed constituée de conglomérats et de grès.

(Prise le 23/01/2024)

La présence de formation boisée, buissonnante et herbacées sur les rives du cours d'eau et sur le fond du cours d'eau fait que des d'objets solides déposés par les eaux lors des crues bloquent le lit du cours d'eau.

Le deuxième tronçon constitué par un canal étroit (dont la rive gauche est en gabions.)



Figure IV.6: canal en gabions en zone d'habitation

(Prise le 23/01/2024)

Le troisième tronçon est constitué par des canalisations enterrées dans la zone urbanisée. L'urbanisation désordonnée modifie considérablement l'écoulement des eaux superficielles provoquant des effets dévastateurs.

III.4 Modélisation de l'écoulement

III.4.1 Choix du type de modèle hydraulique

Le choix d'utilisation du HEC-RAS (VERSION 6.5) réside dans :

- L'utilisation d'une modélisation de l'écoulement permanent et non permanent à surface libre en débordement du canal vers la plaine d'inondation active ;
- L'avantage d'avoir accès et le téléchargement gratuitement ;
- La possibilité d'intégration d'aménagements hydrauliques (digues, ponts, vannages...)
- L'exploitation des résultats cartographiques (identification des zones à risques).

III.4.2 Présentation du logiciel HEC-RAS

Un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique, HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) ,(figure) permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été développé par le Centre d'Électronique Hydrologique de l'U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2010a et 2010b). Actuellement, il est employé dans de nombreuses entreprises d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est équipé d'interfaces conviviales permettant de modifier et de configurer les simulations.

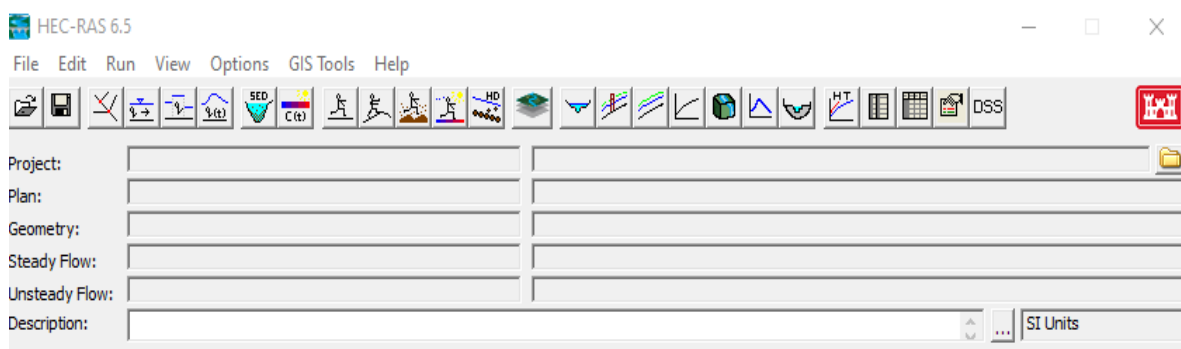


Figure IV.7 : Interface du logiciel HEC-RAS (version 6.5)

III.4.2.1 Objectif du logiciel :

L'objectif principal de ce programme est tout à fait simple, il est conçu pour exécuter le calcul hydraulique unidimensionnel pour tous les réseaux de canaux naturels et artificiels par le calcul des hauteurs de la surface de l'eau en toute section d'intérêt pour un ensemble de données.

Les hydrogrammes de propagation des crues sont utilisés pour simuler l'écoulement en régime permanent et pour simuler l'écoulement en régime non permanent.

HEC-RAS est un logiciel basé sur le modèle 1D de Saint Venant, qu'il soit permanent ou non-permanent, pour calculer progressivement la ligne d'eau en différentes variations. Il résout « l'équation de l'énergie unidimensionnelle », mettant en évidence les pertes en utilisant la formule de frottement au fond de Manning Strickler et en utilisant des formules de contraction/expansion de l'écoulement.

Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement (Cheloufi, & Foual, I. 2018).

III.4.2.2 Fonctionnement de HEC-RAS :

HEC-RAS est capable de modéliser avec une extrême finesse un large éventail de conditions d'écoulement. Le centre de contrôle, pièce maîtresse d'HEC-RAS permet de gérer et de combiner les différents types de données :

- Géométrie ;
- Débits et conditions aux limites ;
- Conditions de calcul ;
- Résultats (Idrici, 2017).

III.4.3 Application d'HEC-RAS sur l'Oued

III.4.3.1 Banque de données nécessaires à l'application du modèle HEC-RAS :

Pour appliquer le modèle HEC-RAS il est nécessaire d'avoir une banque de données concernant la zone d'étude :

- ◆ Une série de couples distance-altitude pour l'ensemble des sections en travers ;
- ◆ La distance entre deux sections successives (rives et l'axe du canal) ;
- ◆ Les coefficients de contraction et d'expansion ;
- ◆ Les données de l'écoulement et les conditions aux limites (Jabbour, 2006).

III.4.3.2 Les données géométriques

Les données géométriques sont essentielles pour établir la connectivité des informations pour le système de rivière (schéma de système de rivière), les données des sections transversales, ainsi que les données des ouvrages hydrauliques existants ou projetés (ponts, levées, structures latérales, déversoirs, etc.). (Idrici, A. (2017)

➤ Construction du TIN « Terrain Irregular Network » :

On peut également représenter le relief en utilisant un échantillonnage semi-dirigé irrégulier qui intègre les propriétés structurales du sol. Le réseau irrégulier triangulaire, également connu sous le nom de TIN (Triangular Irregular Network), est utilisé pour représenter ceci.

Le logiciel ArcGIS est employé pour créer un réseau triangulaire irrégulier (TIN) afin de représenter l'écoulement sur RAS MAPPER, créer des cartes de profondeur, de vitesse, etc

La figure suivante illustre l'établissement du TIN pour l'oued Abed :

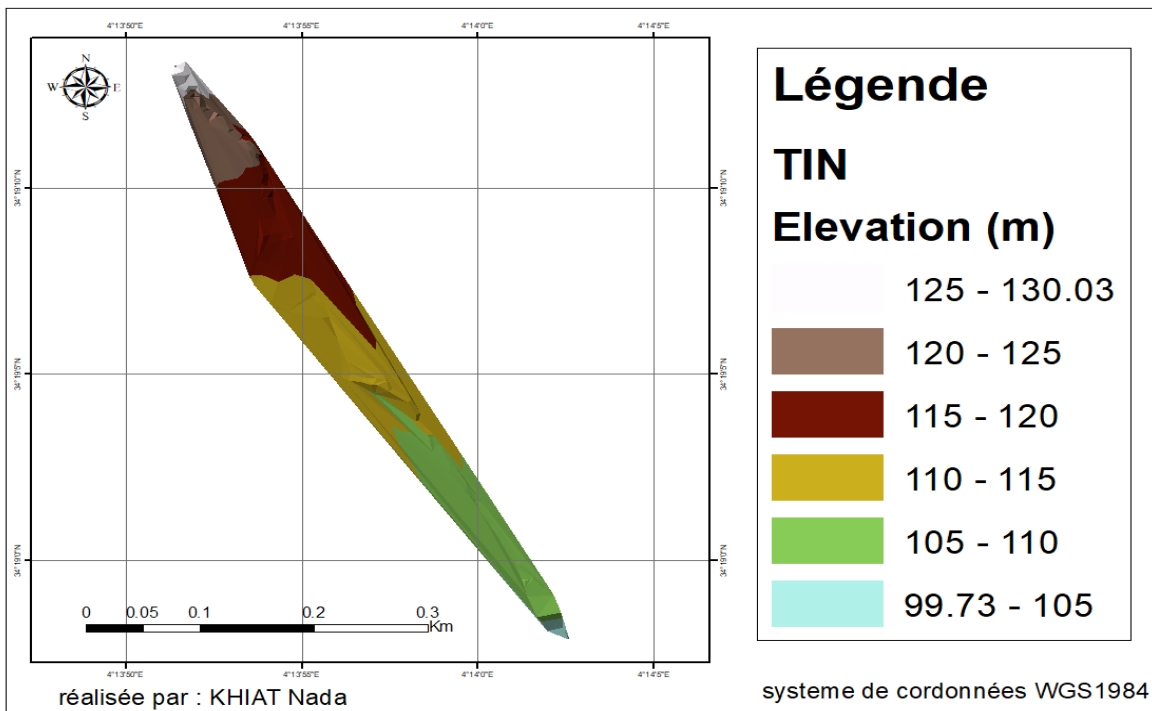


Figure IV.8: TIN (réseau irrégulier triangulé) de l'oued Abed

La figure ci desous montre la création du TIN de l'oued champs plein

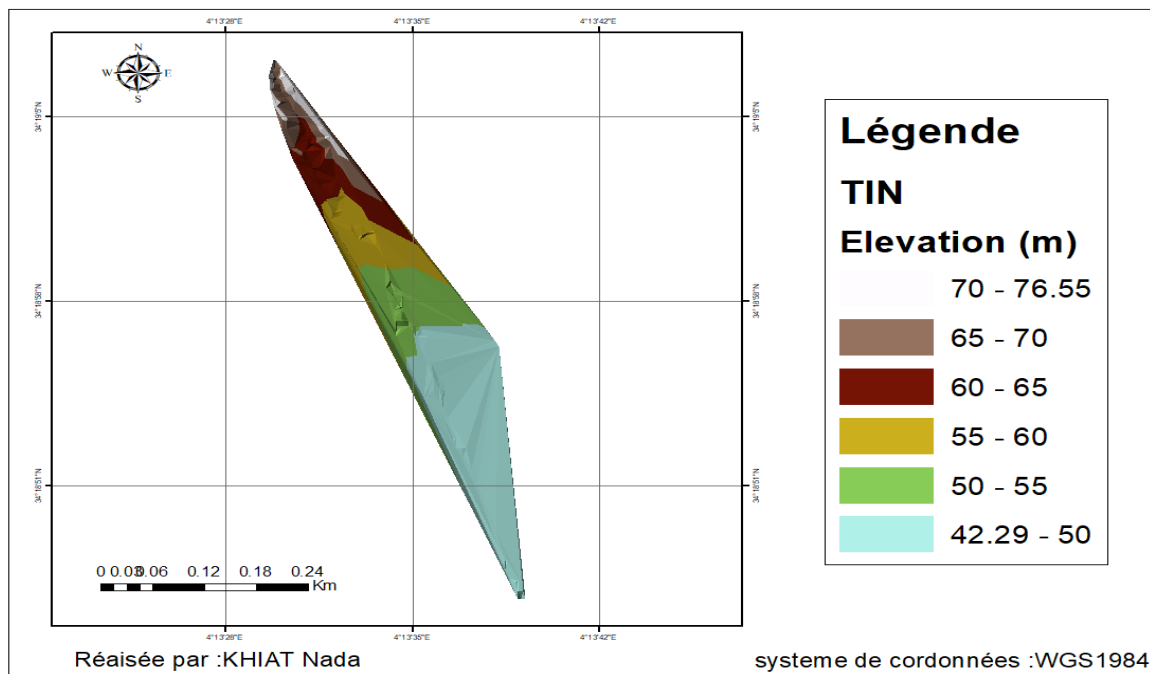


Figure IV.9: TIN (réseau irrégulier triangulé) de l'oued champs plein

- Une fois le TIN élaboré, nous exportons avec le fichier de projection ESRI (extension file.Prj) qui renferme les données sur un système de coordonnées spécifique adapté à notre zone d'étude, que nous avons téléchargées du site web. « 'Spatial Reference' » vers logiciel HEC-RAS pour que RASS MAPPER puisse le simuler.

L'importation du TIN en image vers RAS MAPPER est montrée dans les figures IV.10 et IV.11

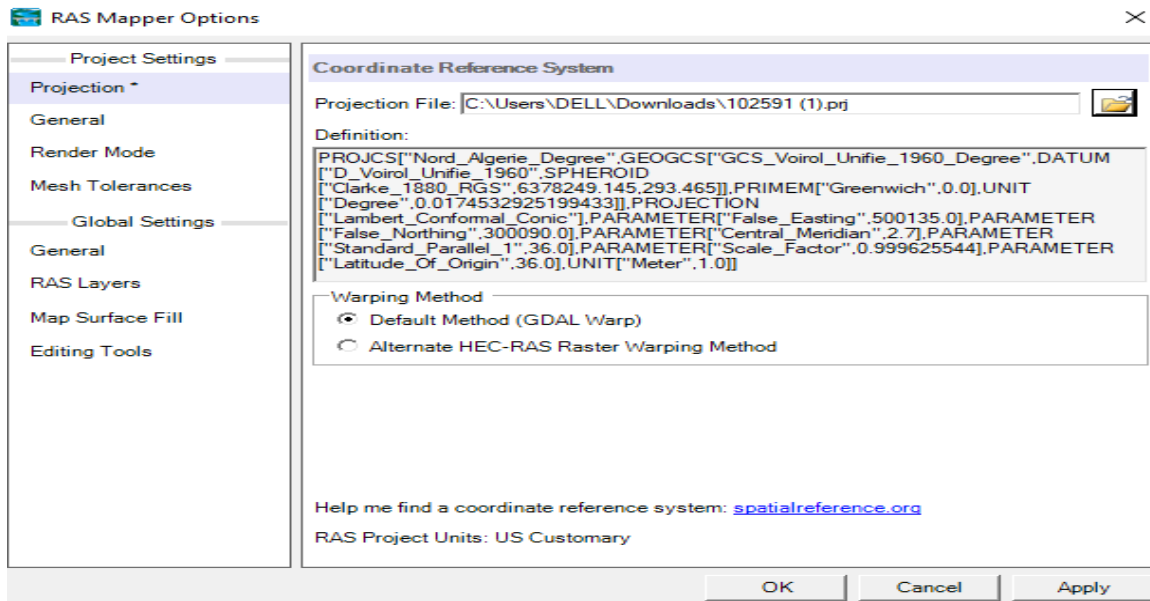


Figure IV.10 : Insertion fichier de projection

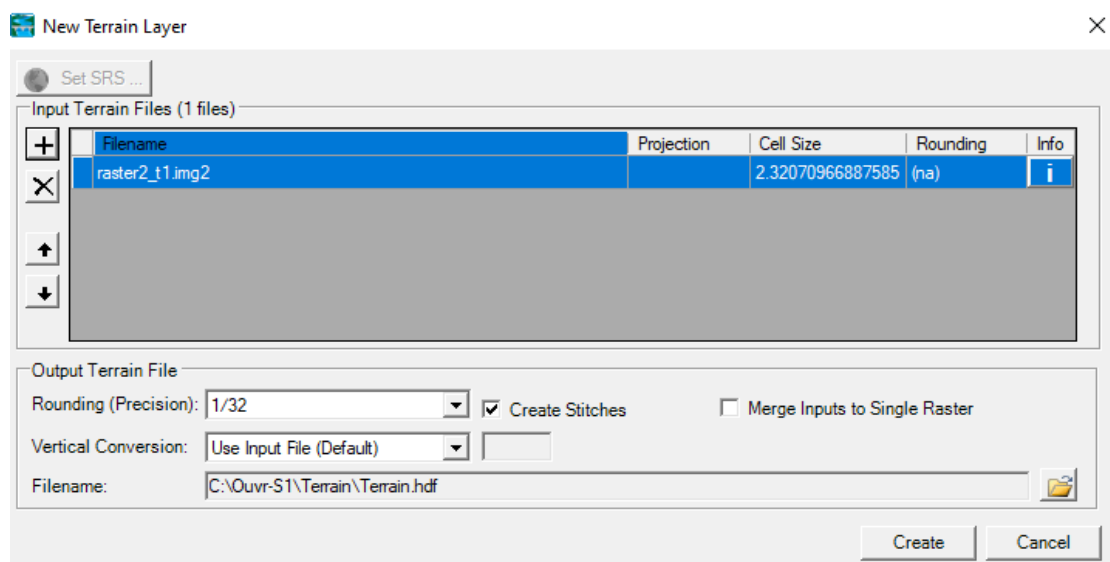


Figure IV.11 : Insertion des données de terrain

Ensuite, dans RAS Mapper, nous avons tracé l'axe de l'Oued, le lit mineur, le lit majeur ainsi que les sections transversales.

Dans notre cas, nous avons effectué une simulation avec HEC-RAS et modélisé certaines parties de l'oued avec Covadis.

Le tracé des oueds et les sections sont illustrés ci-dessous.

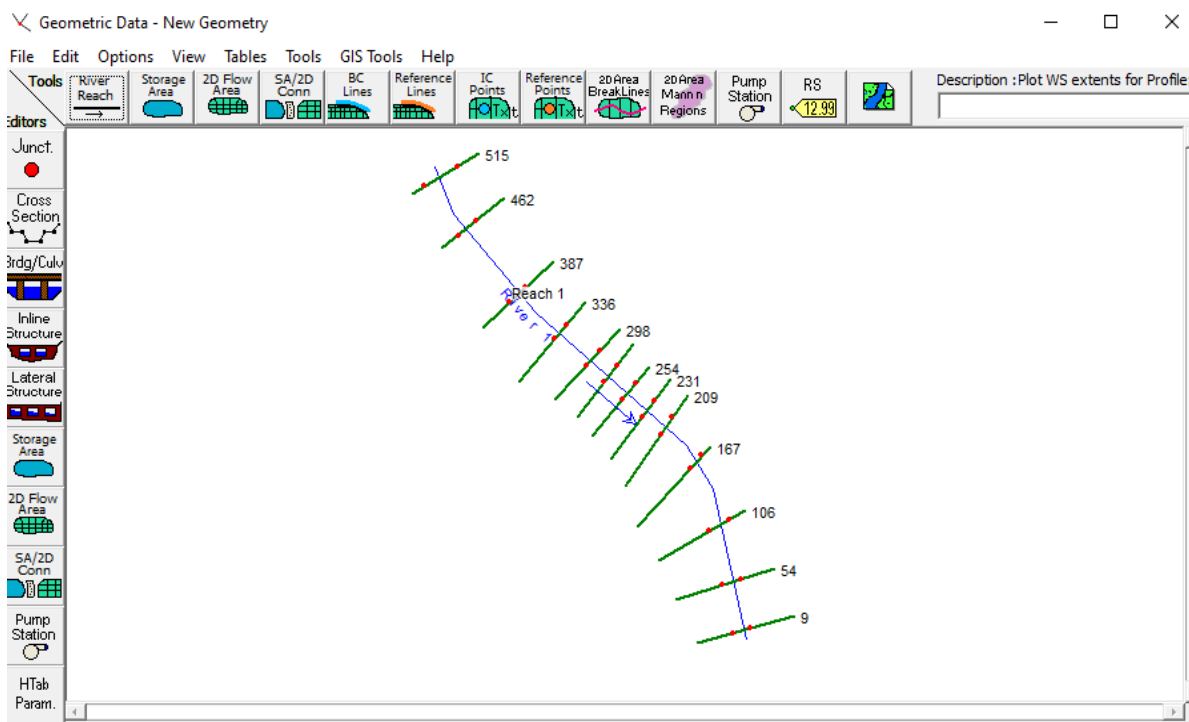


Figure IV.12 : Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued Abed (Tronçon 1)

Voici le tracé et les sections en travers pour l'oued champs plein :

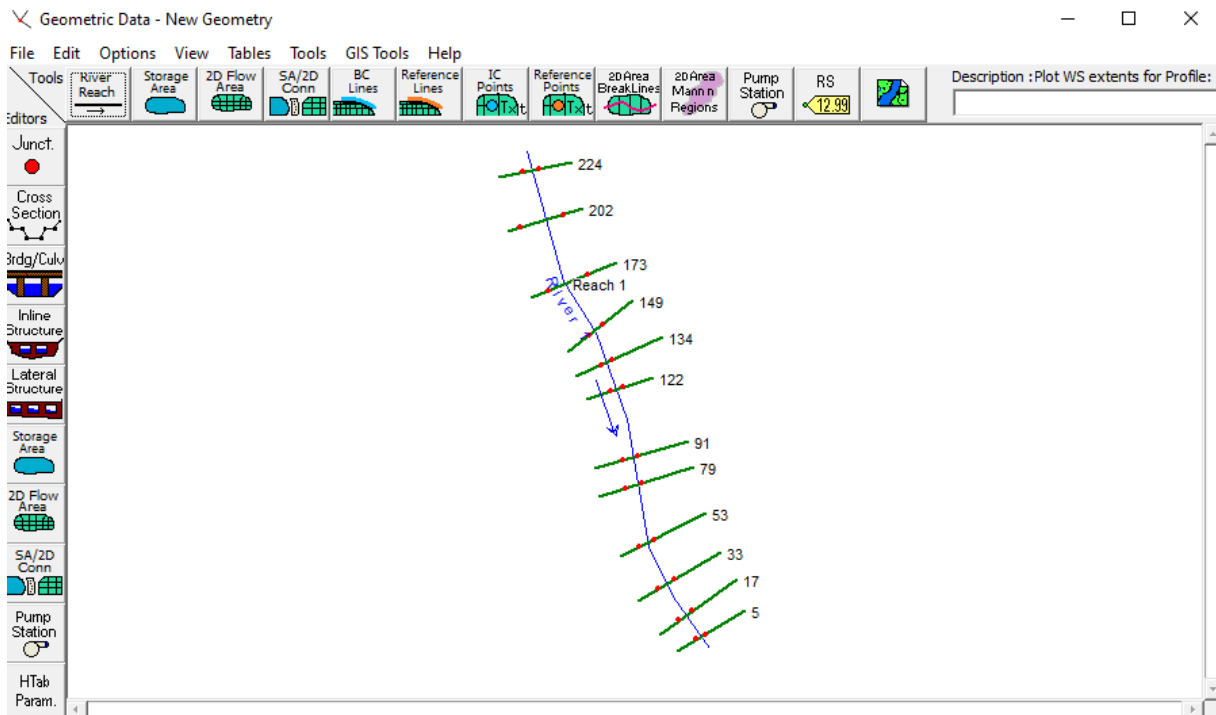


Figure IV.13 : Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued champs plein (Tronçon 1).

➤ **Données hydrométriques et conditions aux limites :**

Les débits d'entrée utilisés pour calculer les profils d'écoulement sont spécifiés dans la modélisation hydraulique par HEC-RAS, ainsi que les conditions limites telles que le coefficient de Manning, la hauteur critique et la pente, afin de pouvoir effectuer le calcul des profils.

Chaque section de l'oued présente une surface d'eau différente. On peut réaliser les calculs pour plusieurs débits en même temps, soit en torrentiel, soit en fluvial, soit pour les deux régimes d'écoulement.

Les conditions aux limites jouent un rôle crucial dans la modélisation hydraulique, car lorsqu'il y a un écoulement constant, il est essentiel d'avoir des conditions limites à l'amont, à l'aval ou aux deux pour établir une augmentation de la surface de l'eau aux extrémités de chaque tronçon de la rivière. Ainsi, HEC-RAS peut entamer les calculs hydrauliques.

Dans notre étude, étant donné que le régime d'écoulement est mixte, il réalise des calculs pour les deux types de régimes (supercritique/subcritique). Il est nécessaire d'introduire les conditions aux limites pour les extrémités inférieure et supérieure. La profondeur normale a été sélectionnée comme condition, ce qui nécessite l'introduction d'une pente d'énergie. Cette valeur sera utilisée par HEC-RAS pour déterminer la profondeur en utilisant l'équation de Manning. En mesurant la pente du tronçon en aval de notre tronçon modélisé, on peut estimer cette pente d'énergie.

Les images suivantes illustrent l'introduction des données hydrométriques :

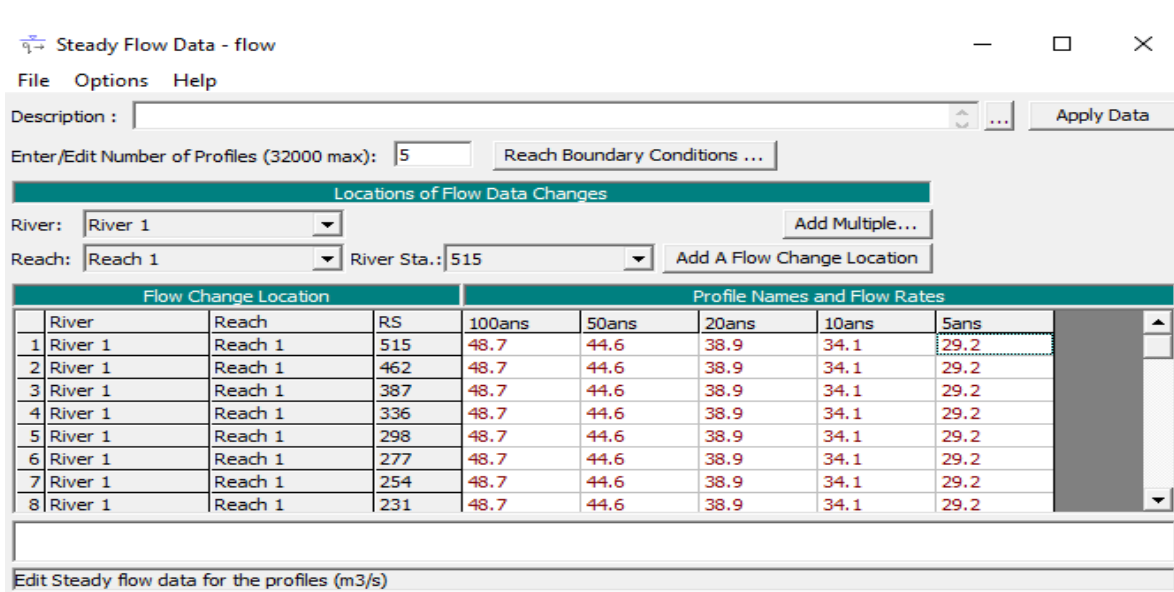


Figure IV.14 : Introduction des données hydrauliques de l'oued Abed

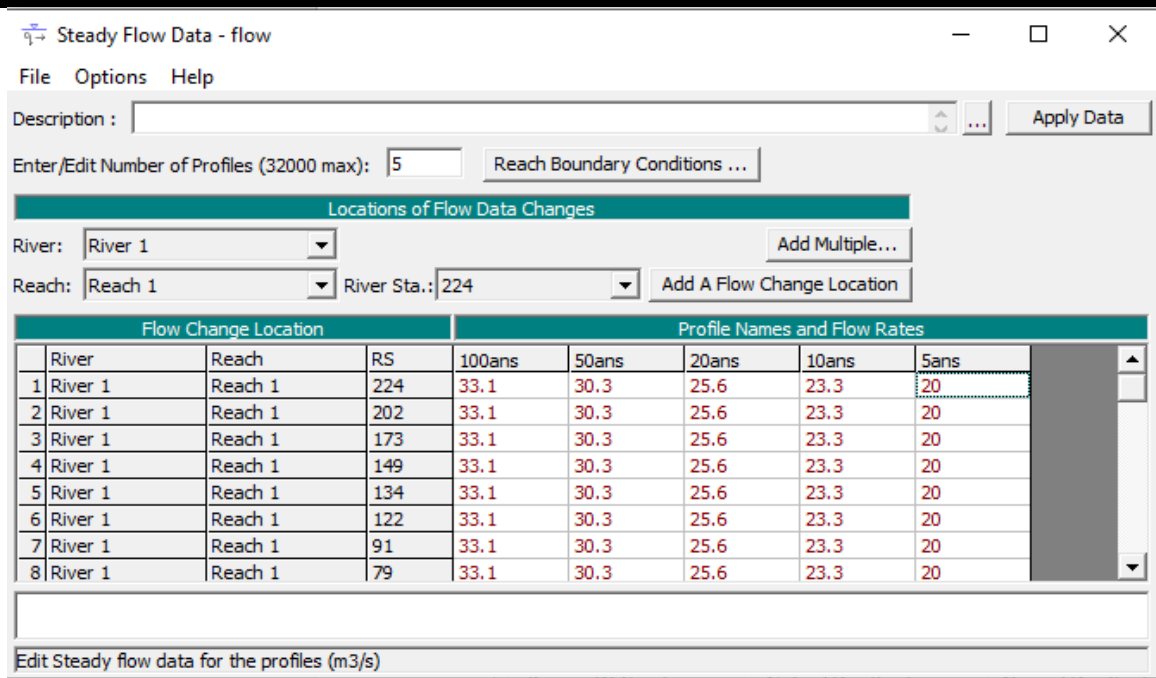


Figure IV.15 : Introduction des données hydrauliques de l’oued champs plein

Les images suivantes illustrent l’introduction des conditions aux limites :

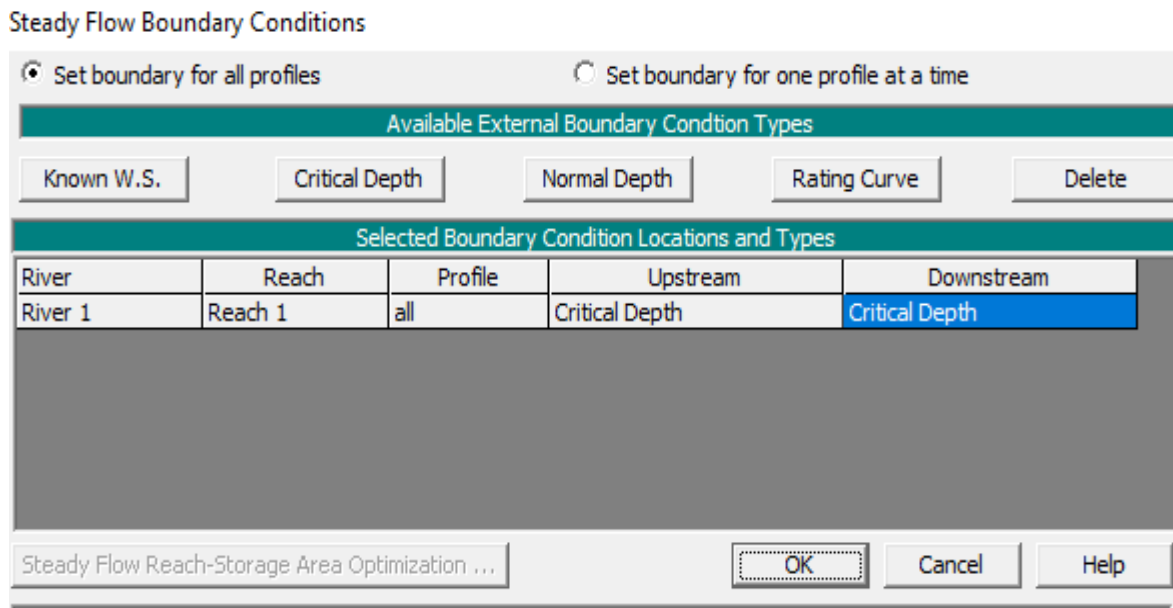


Figure IV.16 : Définition des conditions aux limites

➤ Simulation :

Une fois que les informations géométriques, hydrométriques et les conditions aux limites ont été fournies, il est nécessaire de sélectionner un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour réaliser le calcul.

Pour notre exemple, nous supposons un régime mixte et nous entamons la simulation.

➤ Résultat de la simulation :

Les calculs et les résultats ont été réalisés en saisissant les données géométriques relatives aux profils des sections transversales, aux débits de pointe de différentes périodes de retour, ainsi qu'aux conditions limites dans le logiciel HEC-RAS. Les résultats obtenus incluent une vue en profil du tronçon simulé, le niveau d'eau de chaque période de retour sur les profils, une vue en trois dimensions du niveau d'eau dans le tronçon d'étude, ainsi qu'une courbe de tarage.

• Le profil en long

Une vue en profil du tronçon d'étude est représentée par la ligne d'eau, qui montre le niveau et la surface d'eau de l'Oued, ainsi que le niveau d'eau pendant la période de retour centennale. Pour cette étude, le comportement de la crue est influencé par les variations de la topographie.

Voici la représentation du profil en long après la simulation de l'oued Abed à l'état naturel sur HEC RAS pour une crue centennale :

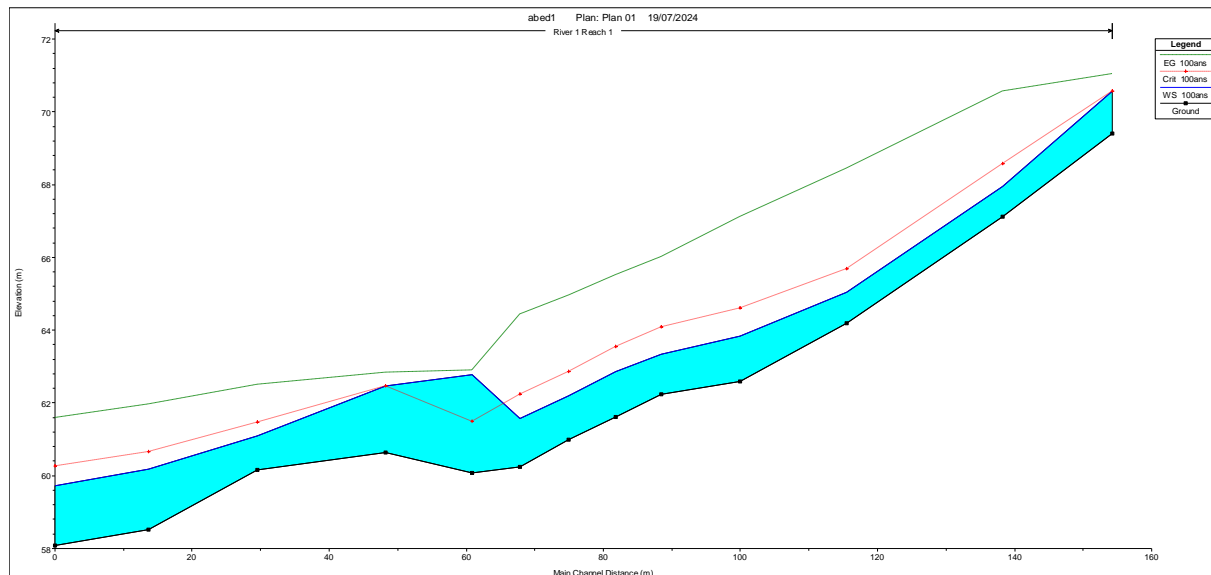


Figure IV.17 : Profil du plan d'eau d'Oued Abed au passage de la crue de projet

Ci-dessous, la représentation du profil en long après la simulation de l'oued champs plein a l'état naturel sur HEC RAS pour une crue centennial :

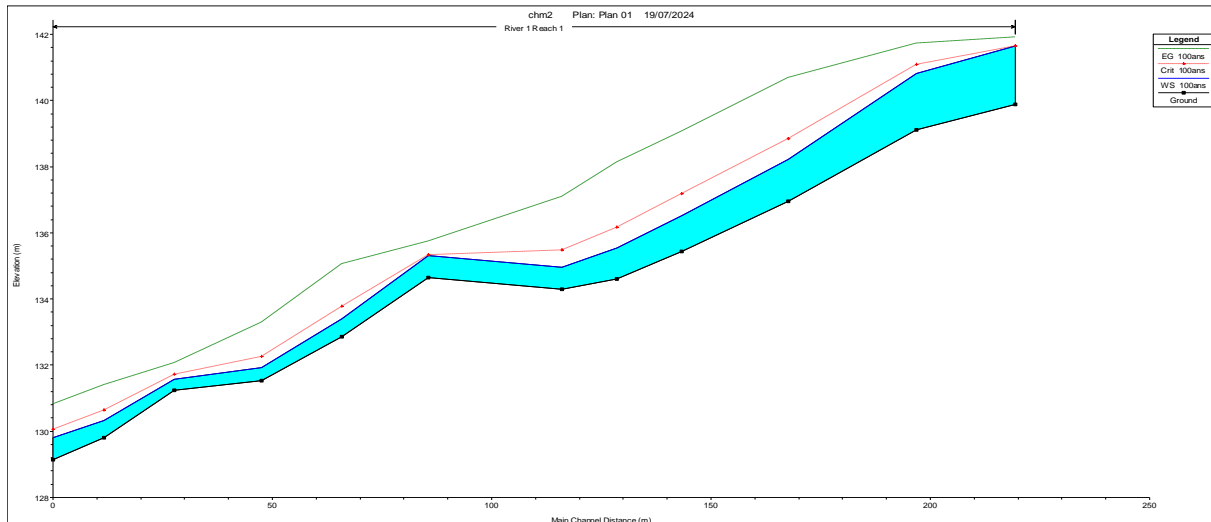


Figure IV.18 : Profil du plan d'eau d'Oued champs plein au passage de la crue de projet

- **Restitution de la courbe de tarage :**

HEC-RAS a permis de générer une représentation de l'évolution de la hauteur d'eau (m) en fonction du débit (m^3/s), montrent les figures suivantes

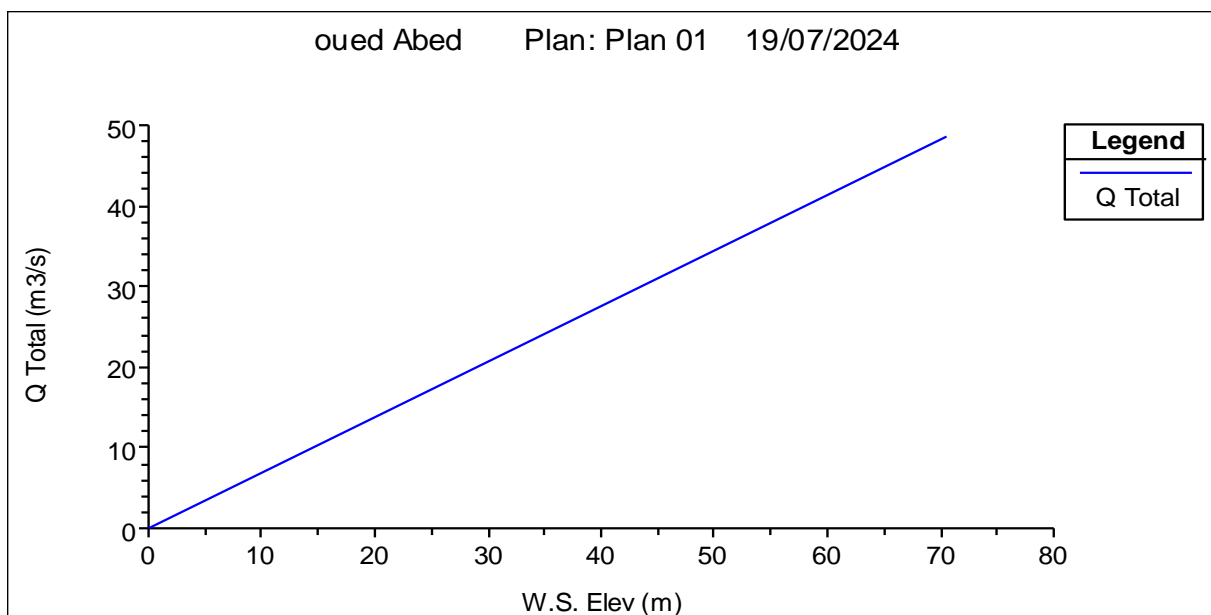


Figure IV.19 : Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Abed

Voici la courbe de tarage pour l'oued champs plein

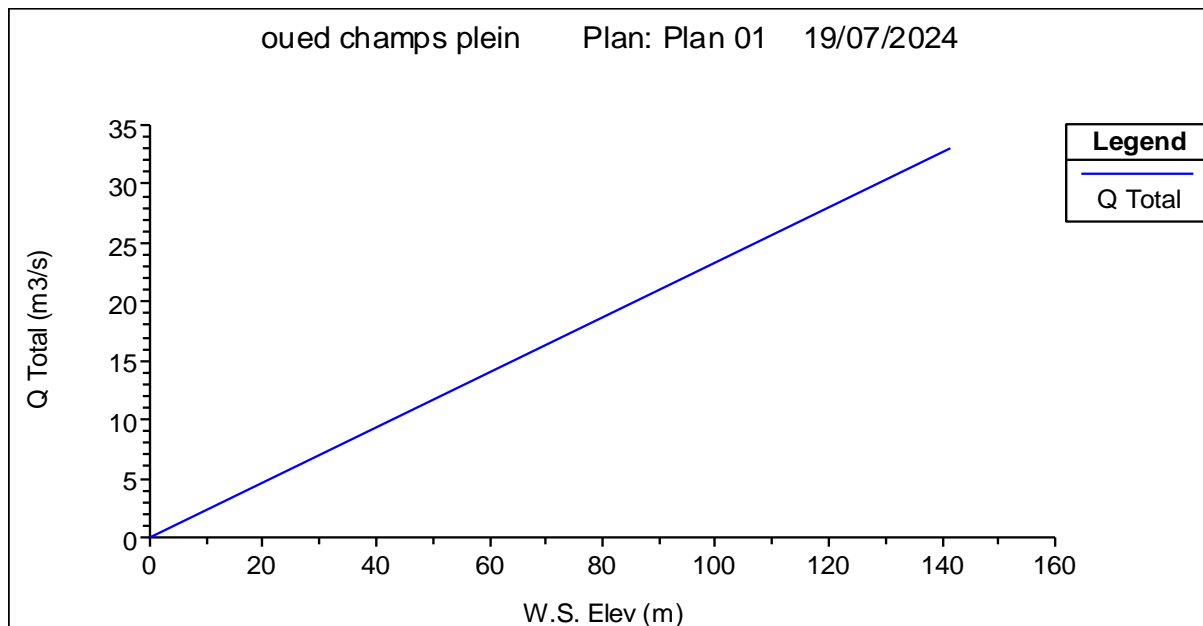


Figure IV.20 : Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued champs plein

- **Les profils en travers :**

En utilisant l'option d'affichage des résultats par profil transversal, il est possible de collecter un maximum de détails à chaque emplacement choisi le long du cours d'eau.

Les illustrations ci-dessous illustrent les divers profils en travers pour chaque Oued :

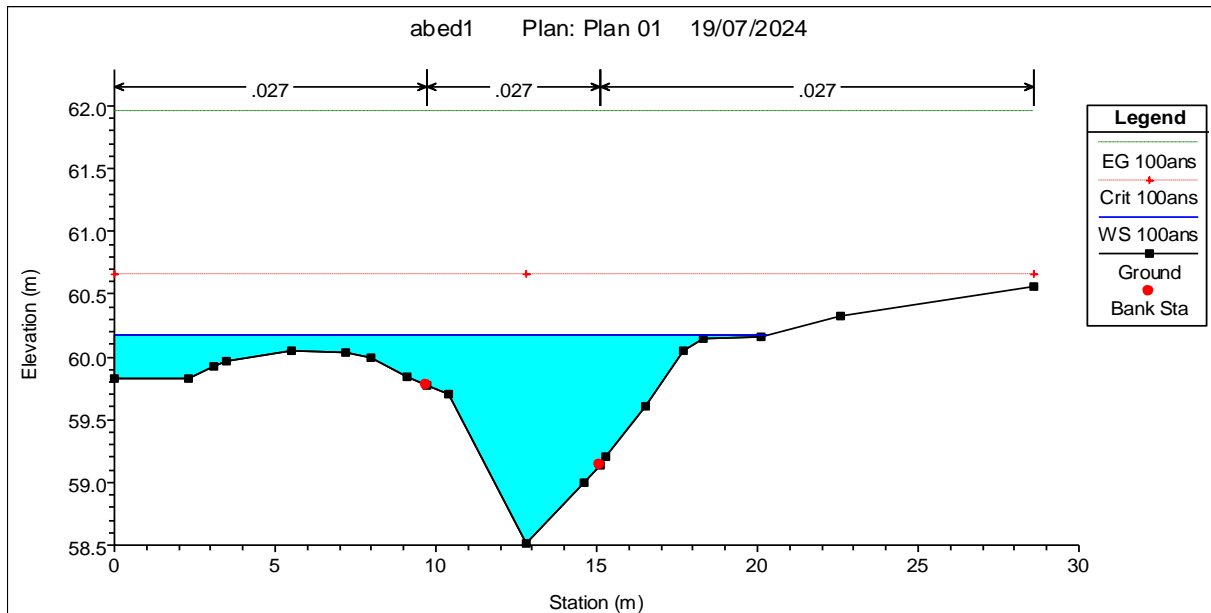


Figure IV.21: Profil en travers d'un tronçon d'oued Abed

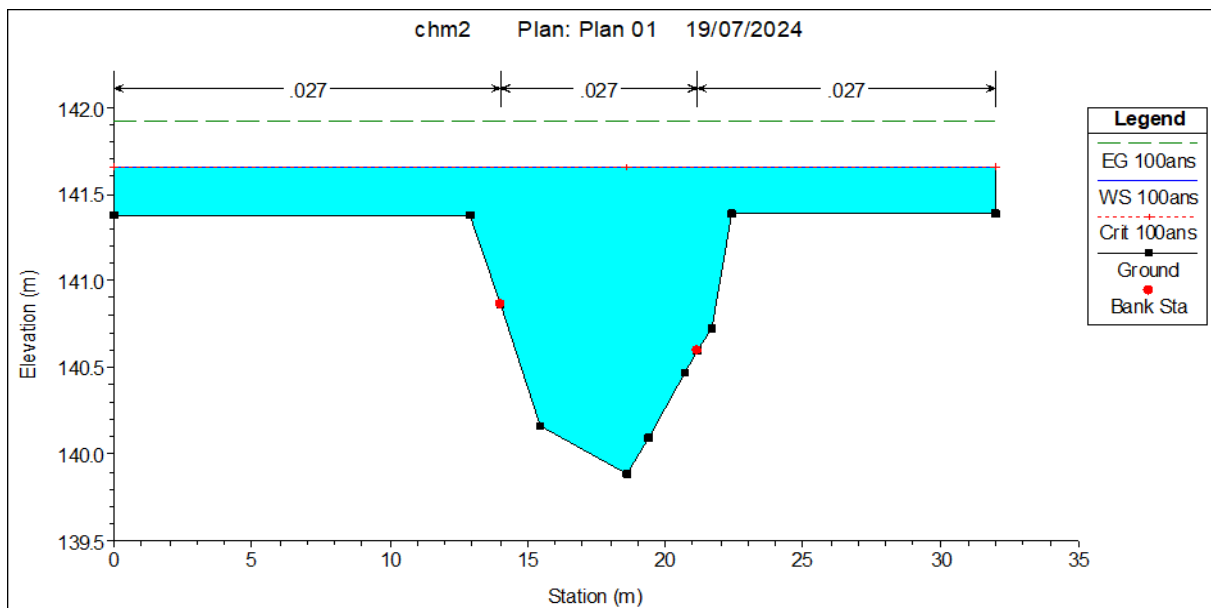


Figure IV.22 : Profil en travers d'un tronçon d'oued champs plein

Le débordement se produit lorsque le niveau du plan d'eau dépasse les limites de la section transversale du cours d'eau. Cela signifie que l'eau s'écoule au-delà des berges définies. Les images montrent clairement ce phénomène, illustrant comment l'eau déborde et inonde les zones environnantes.

Il existe également d'autres options permettant d'afficher les résultats des vitesses d'écoulement pour chaque tronçon, comme le montrent les figures suivantes :

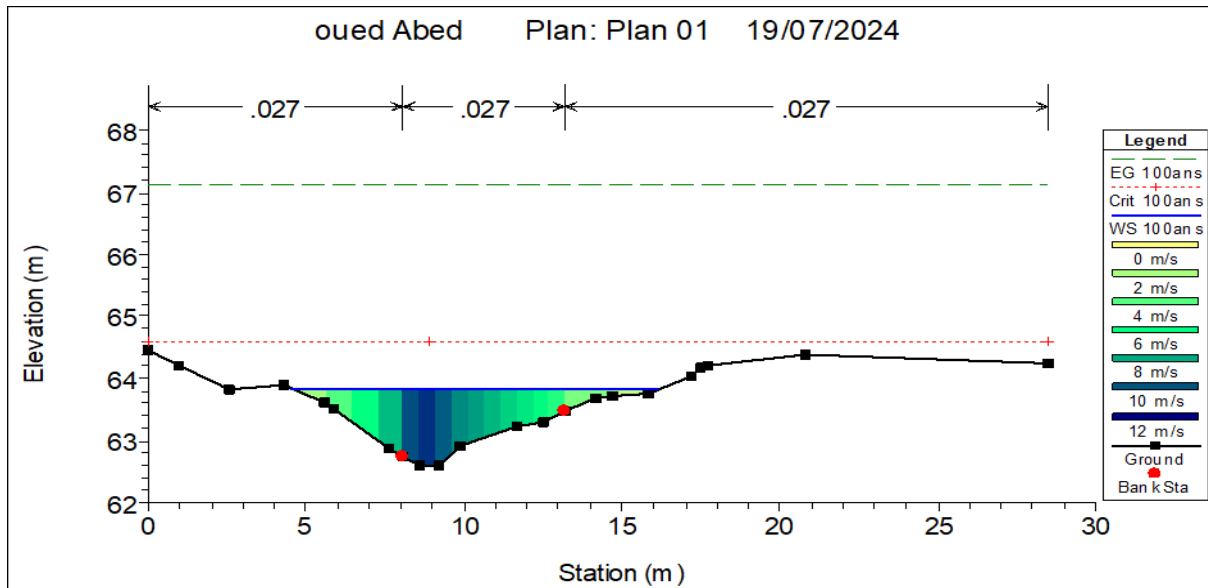


Figure IV.23 : Profil des vitesses du tronçon d'oued Abed

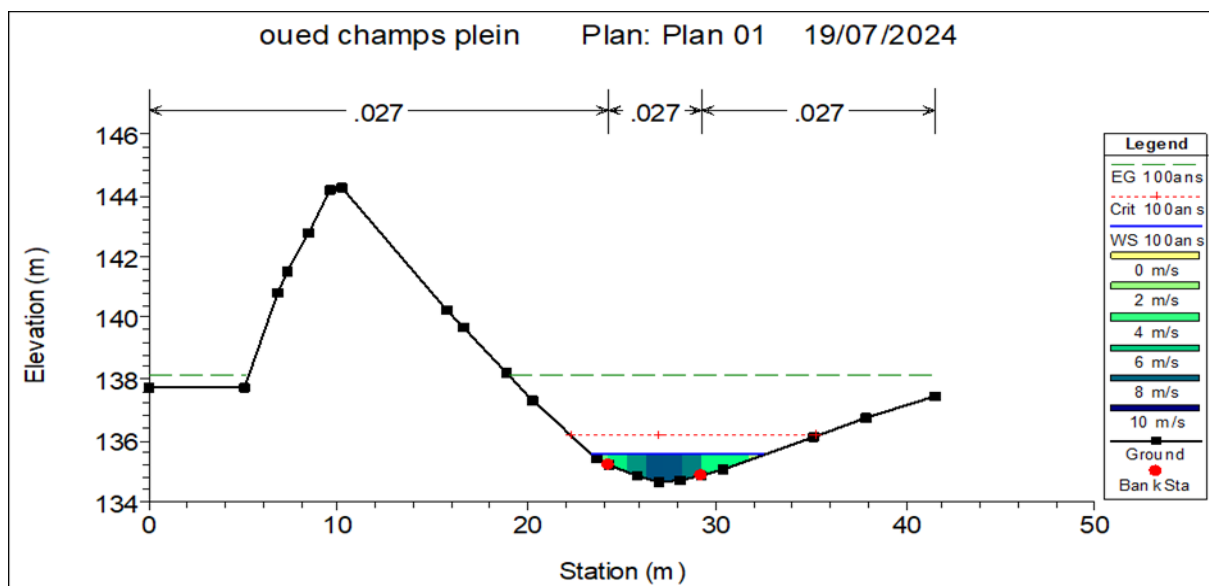


Figure IV.24: Profil des vitesses du tronçon d'oued champs plein

• Vitesse d'écoulement :

Les figures suivantes représentent la variation de la vitesse totale d'écoulement des eaux pour chaque période de retour en fonction de la distance.

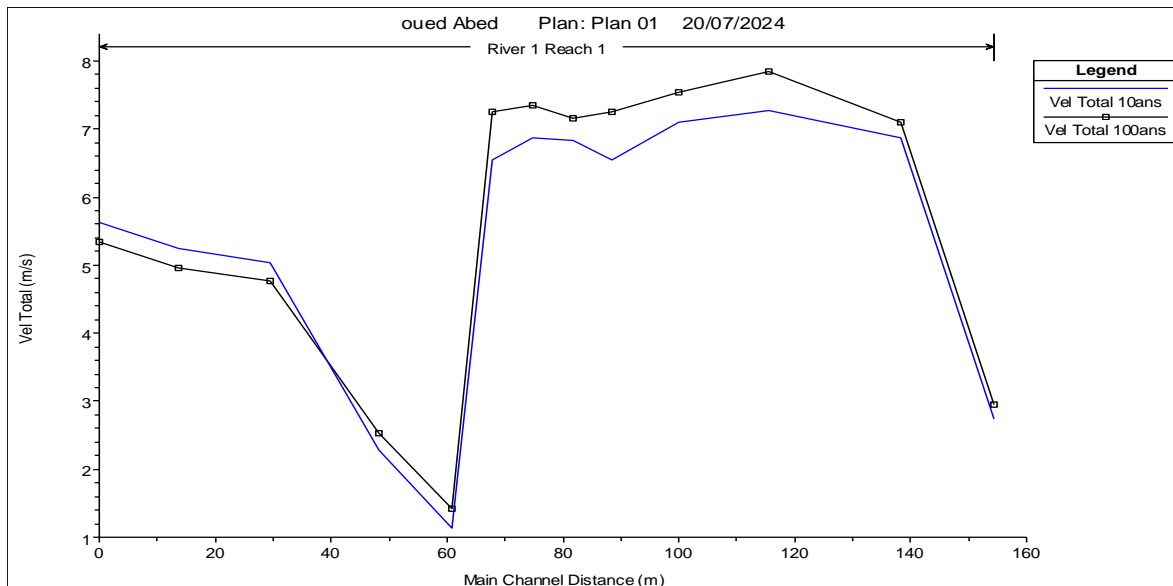


Figure IV.25: Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance dans l'oued Abed

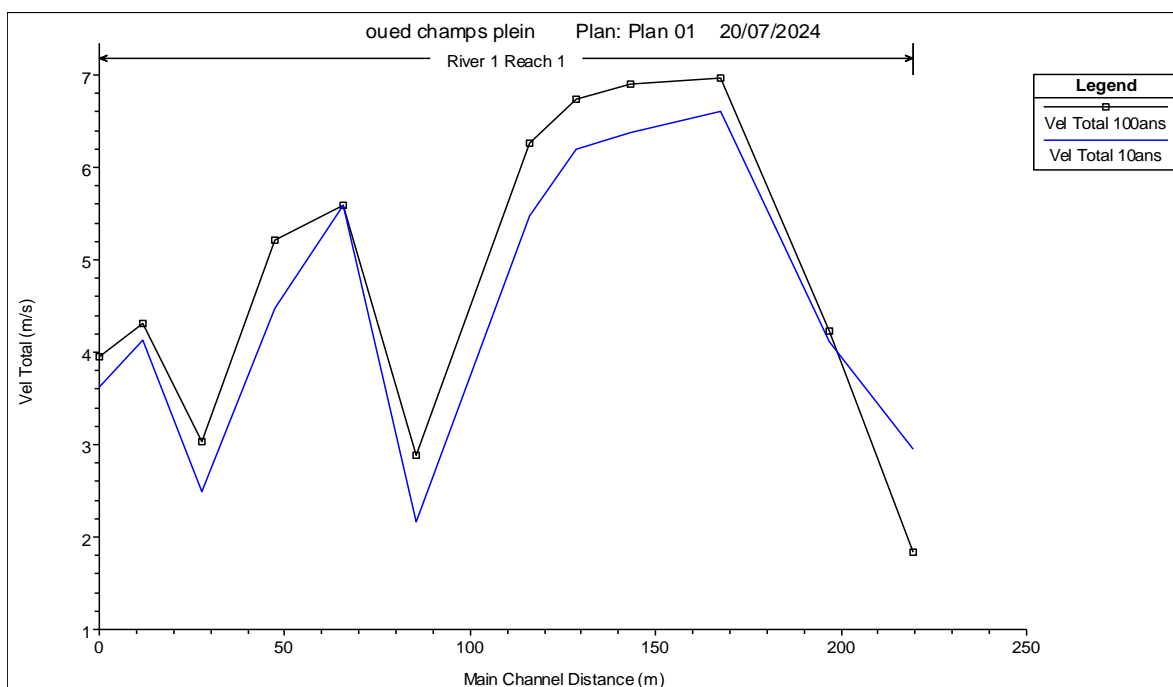


Figure IV.26 : Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance dans l'oued champs plein

- **Évolution du nombre de Froude :**

Les figures suivantes représentent la variation du nombre de Froude pour chaque période de retour en fonction de la distance.

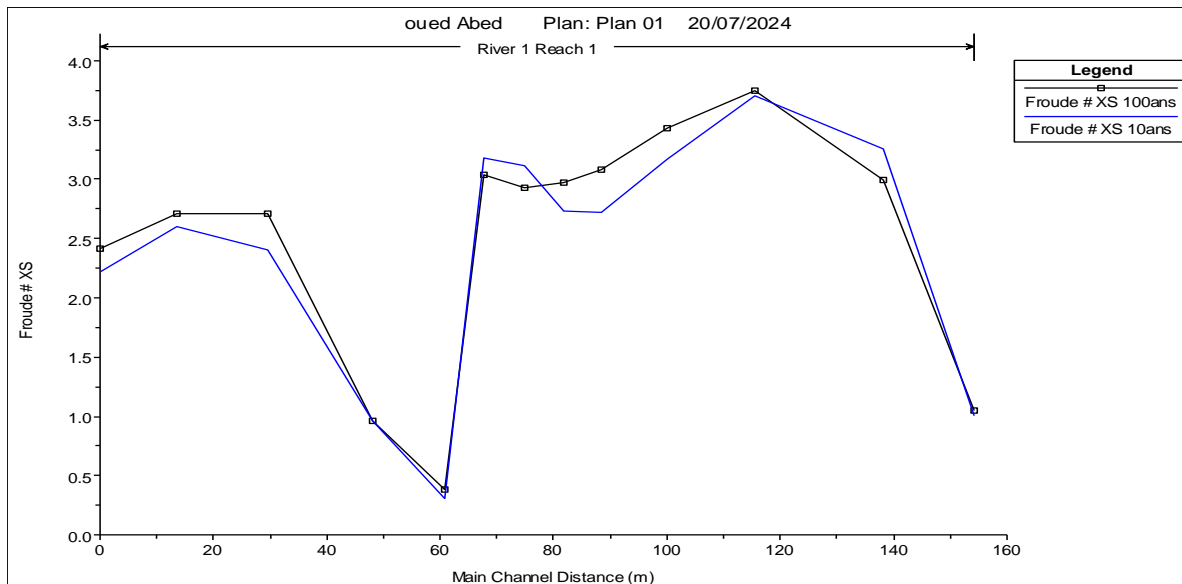


Figure IV.27 : Evolution du nombre de Froude en fonction de la distance d'oued Abed

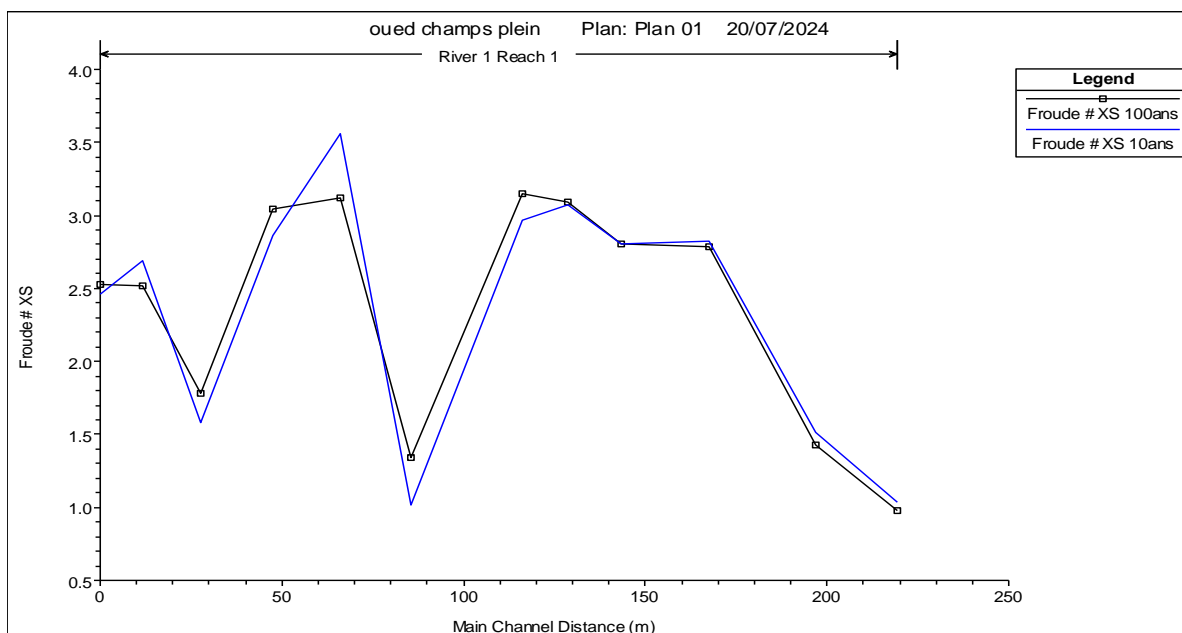


Figure IV.28 : Évolution du nombre de Froude en fonction de la distance d'oued champs plein

- Paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations :

Les détails et résultats de la simulation sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Principaux paramètres hydraulique des oueds de l'étude

| Oued | Station | Q Total (m ³ /s) | Min Ch El (m) | W.S. Elev (m) | Crit W.S. (m) | E.G. Elev (m) | E.G. Slope (m/m) | Vel Chnl (m/s) | Flow Area (m ²) | Top Width (m) | Froude # Chl |
|-------------------|---------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|----------------------|-----------------------------------|---------------------|-----------------|
| Oued Abed | 515 | 48.7 | 69.41 | 70.57 | 70.57 | 71.05 | 0.00703 | 3.18 | 16.48 | 18.9 | 0.99 |
| | 462 | 48.7 | 67.12 | 67.95 | 68.58 | 70.57 | 0.07932 | 6.42 | 6.86 | 11.73 | 2.93 |
| | 387 | 48.7 | 64.2 | 65.05 | 65.7 | 68.44 | 0.10139 | 7.98 | 6.2 | 12.83 | 3.41 |
| | 336 | 48.7 | 62.59 | 63.84 | 64.6 | 67.13 | 0.07183 | 8.63 | 6.47 | 11.61 | 3.02 |
| | 298 | 48.7 | 62.24 | 63.34 | 64.08 | 66.03 | 0.08613 | 7.1 | 6.72 | 11.93 | 3.06 |
| | 277 | 48.7 | 61.61 | 62.86 | 63.54 | 65.52 | 0.07656 | 7.84 | 6.8 | 11.3 | 2.97 |
| | 254 | 48.7 | 61 | 62.2 | 62.87 | 64.97 | 0.07605 | 7.67 | 6.62 | 10.25 | 2.97 |
| | 231 | 48.7 | 60.25 | 61.57 | 62.23 | 64.44 | 0.07529 | 8.53 | 6.72 | 10.83 | 2.98 |
| | 209 | 48.7 | 60.07 | 62.78 | 61.48 | 62.89 | 0.00074 | 1.45 | 34.49 | 22.21 | 0.32 |
| | 167 | 48.7 | 60.63 | 62.47 | 62.47 | 62.84 | 0.00641 | 2.35 | 19.19 | 23.21 | 0.86 |
| | 106 | 48.7 | 60.17 | 61.1 | 61.46 | 62.51 | 0.03595 | 5.23 | 10.21 | 26.56 | 2.07 |
| | 54 | 48.7 | 58.52 | 60.17 | 60.66 | 61.96 | 0.02967 | 6.51 | 9.83 | 20.27 | 1.98 |
| | 9 | 48.7 | 58.09 | 59.73 | 60.26 | 61.6 | 0.02138 | 6.35 | 9.13 | 14.22 | 1.75 |
| Oued champs plein | 224 | 33.1 | 139.89 | 141.65 | 141.65 | 141.92 | 0.00297 | 2.52 | 18 | 32 | 0.67 |
| | 202 | 33.1 | 139.11 | 140.81 | 141.08 | 141.72 | 0.01657 | 4.23 | 7.83 | 8.72 | 1.42 |
| | 173 | 33.1 | 136.95 | 138.22 | 138.85 | 140.69 | 0.06982 | 6.96 | 4.75 | 7.45 | 2.78 |
| | 149 | 33.1 | 135.43 | 136.52 | 137.18 | 139.06 | 0.06271 | 7.39 | 4.8 | 7.42 | 2.74 |
| | 134 | 33.1 | 134.6 | 135.54 | 136.17 | 138.13 | 0.06538 | 7.58 | 4.91 | 9.06 | 2.83 |
| | 122 | 33.1 | 134.29 | 134.97 | 135.47 | 137.1 | 0.08189 | 7.05 | 5.29 | 12.31 | 3.04 |
| | 91 | 33.1 | 134.64 | 135.31 | 135.33 | 135.75 | 0.01382 | 3.3 | 11.48 | 23.37 | 1.3 |
| | 71 | 33.1 | 132.86 | 133.39 | 133.77 | 135.06 | 0.09212 | 6.24 | 5.91 | 17.26 | 3.09 |
| | 53 | 33.1 | 131.53 | 131.92 | 132.25 | 133.3 | 0.09921 | 5.06 | 6.36 | 21.29 | 3.02 |
| | 33 | 33.1 | 131.24 | 131.57 | 131.72 | 132.07 | 0.0301 | 2.36 | 10.91 | 34.81 | 1.6 |
| | 17 | 33.1 | 129.8 | 130.33 | 130.63 | 131.41 | 0.05081 | 5.24 | 7.67 | 22.7 | 2.37 |
| | 5 | 33.1 | 129.15 | 129.81 | 130.07 | 130.81 | 0.04492 | 5.6 | 8.39 | 26.71 | 2.3 |

- **Min Ch. El** : Altitude du radier du canal ;
- **Velchnl** : Vitesse d'écoulement ;
- **W.S Elev** : Altitude du plan d'eau calculé ;
- **Flowarea** : Section mouillée ;
- **Top Width** : Largeur au miroir ;
- **E.G Elev** : Altitudes de la ligne d'énergie ;
- **Froude # chl** : Nombre de Froude ;
- **E.G slope** : Pente de la ligne d'énergie

- Interprétation :

On observe que les oueds Abed et champs plein débordent sur une grande distance avant d'atteindre leurs canaux enterrés respectifs. Ce débordement indique que ces cours d'eau dépassent largement leurs berges, ce qui pourrait être le signe d'inondations importantes. Le fait que ce phénomène se produise avant l'entrée dans les canaux enterrés suggère que ces derniers ne sont pas encore capables de gérer l'excès d'eau.

D'après les résultats présentés dans le tableau nous observons que :

- La vitesse d'écoulement dans les oueds varie entre 1.45 et 8.63 m/s.
- Nombre de Froude varie entre 0.32 et 3.41 Cela signifie qu'il existe une variabilité du régime d'écoulement tout au long des oueds.

III.5 Cartographie du risque d'inondation :

Une fois que les données hydrologiques ont été analysées et que les profils d'inondation ont été établis à l'aide du logiciel HEC-RAS, les zones à risque d'inondation ont été identifiées et cartographiées. Afin d'accomplir cela, il est essentiel de déterminer les niveaux d'eau dans diverses parties des rivières. Ces données jouent un rôle crucial dans la compréhension des dynamiques d'écoulement et dans la localisation des zones susceptibles d'être submergées. L'outil RAS-MAPPER intégré dans HEC-RAS nous a permis de simuler les conditions d'une crue centennale et de produire des cartes détaillées des zones inondables. Les sections suivantes exposeront et étudieront ces cartes afin de faciliter la gestion des risques et la planification des mesures de prévention.

III.5.1 Carte des profondeurs

Le niveau de submersion d'une inondation est principalement déterminé par son étendue et sa profondeur, et il est nécessaire d'utiliser des modèles hydrauliques ou de reproduire numériquement la topographie des lits mineurs et majeurs des cours d'eau.

Pour modéliser l'état naturel des cours d'eau en situation de crue centennale, nous avons employé le logiciel HEC-RAS. Cette modélisation vise à identifier les points de débordement et à délimiter les zones potentiellement inondables. L'outil RAS MAPPER, intégré dans HEC-RAS, a été utilisé pour générer les cartes des zones inondables le long des cours d'eau. Ces cartes fournissent une représentation précise des zones à risque, facilitant ainsi la planification et la gestion des inondations.

La figure suivante montre la variation de profondeur pour le premier tronçon de l'oued Abed :

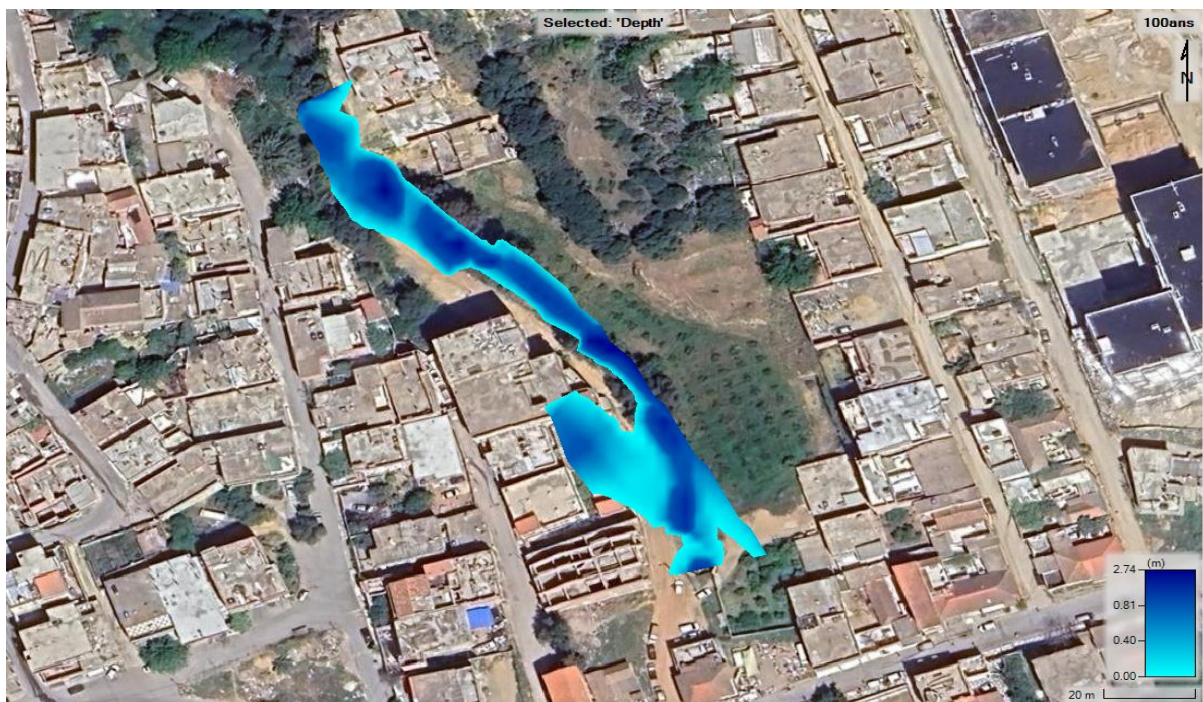


Figure IV.29 : Carte de profondeur d'eau de l'oued Abed pour la période de retour 100 ans.

La figure montre la variation de la profondeur pour le premier tronçon de l'oued champs plein :



Figure IV.30 : Carte de profondeur d'eau de l'oued champs plein pour la période de retour 100 ans

- Interprétation :

Les cartes de profondeur d'eau montrent la variation de la hauteur d'eau le long des deux oueds. Nous observons que la hauteur d'eau varie entre 0 à 3 mètres (oued Abed 0 à 2.75 m), (oued champs plein de (0 à 2.42 m). Les zones où la hauteur d'eau est plus élevée (proche de la limite supérieure de 3 mètres) indiquent des zones potentiellement inondables. Ces zones à risque élevé de submersion nécessitent une attention particulière dans la planification et la gestion des risques d'inondation.

III.5.2 Carte des vitesses :

Les vitesses d'écoulement de l'eau sont classées en trois classes :

- Vitesse faible : dont la vitesse est inférieure à 0.2 m/s ;
- Vitesse modérée : dont la vitesse se situe entre 0.2 m/s et 0.5 m/s ;
- Vitesse forte : dont la vitesse dépasse 0.5 m/s.

La carte suivante représente la variation de la vitesse d'eau pour l'oued Abed



Figure IV.31 : Carte de vitesse d'eau de l'oued Abed pour la période de retour 100 ans.

Voici la représentation de variation de la vitesse pour l'oued champs plein

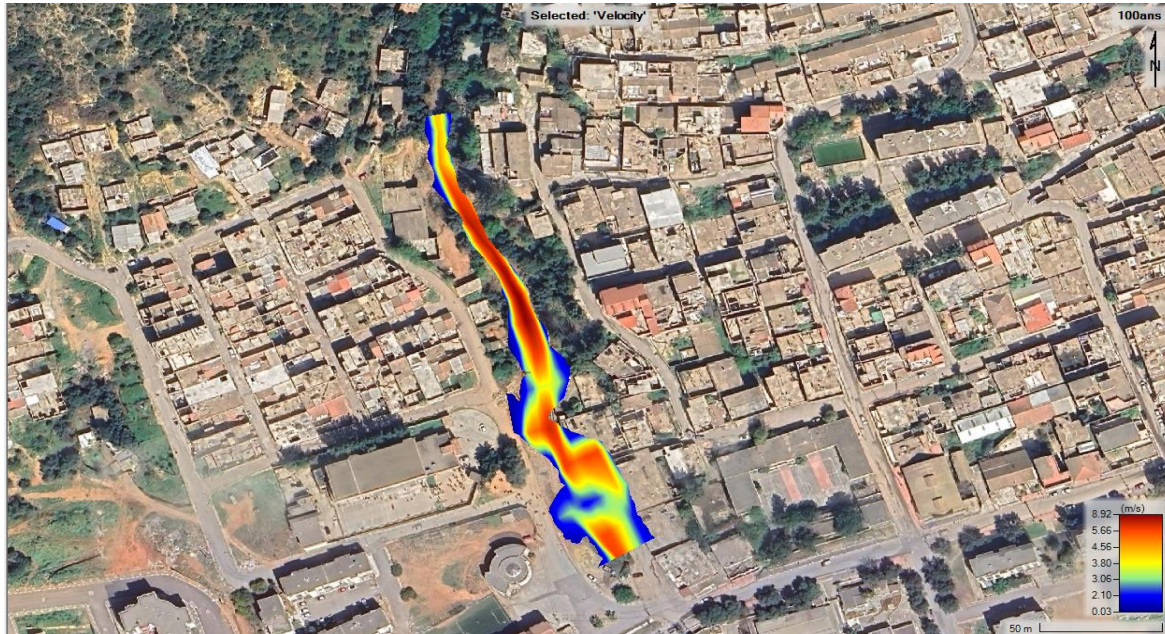


Figure IV.32 : Carte de vitesse d'eau de l'oued Abed pour la période de retour 100 ans.

- **Interprétation :**

Les cartes de vitesse d'eau sont des outils essentiels pour comprendre comment l'eau s'écoule dans la région. Elles nous montrent où les vitesses d'écoulement sont élevées, en particulier le long des deux cours d'eau. Ces zones à haute vitesse sont souvent associées à des pentes abruptes et à des sections resserrées du lit de la rivière. D'autre part, on observe des zones à faible vitesse. On peut les attribuer à la faible inclinaison de ce tronçon.

La vitesse varie entre (0.1 à10.6) m/s pour oued Abed et de (0.03à8.92) m/s pour oued champs plein

III.5.3 Classes d'aléa :

Dans le cas des inondations, on peut mesurer les aléas en combinant deux facteurs : la vitesse d'écoulement et la hauteur de submersion. Quatre zones de danger sont définies par des couleurs spécifiques selon des critères d'évaluation résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° IV.3: Critères d'évaluation de l'intensité d'aléa inondation (DDT, 2012).

| | Faible $V < 0.2 \text{ m/s}$ | Moyenne $0.2 \text{ m/s} < v < 0.5$ | Forte $v > 0.5 \text{ m/s}$ |
|--|---------------------------------|--|--------------------------------|
| Faible $H < 0.5 \text{ m}$ | Faible | Moyen | Fort |
| Moyenne $0.5 \text{ m} < H < 1 \text{ m}$ | Moyen | Moyen | Fort |
| Fort $1 \text{ m} < H < 2 \text{ m}$ | Fort | Fort | Fort |
| Très fort $H > 2 \text{ m}$ | très fort | très fort | Très fort |

Les cartes d'aléa pour les deux oueds sont présentées ci-dessous :

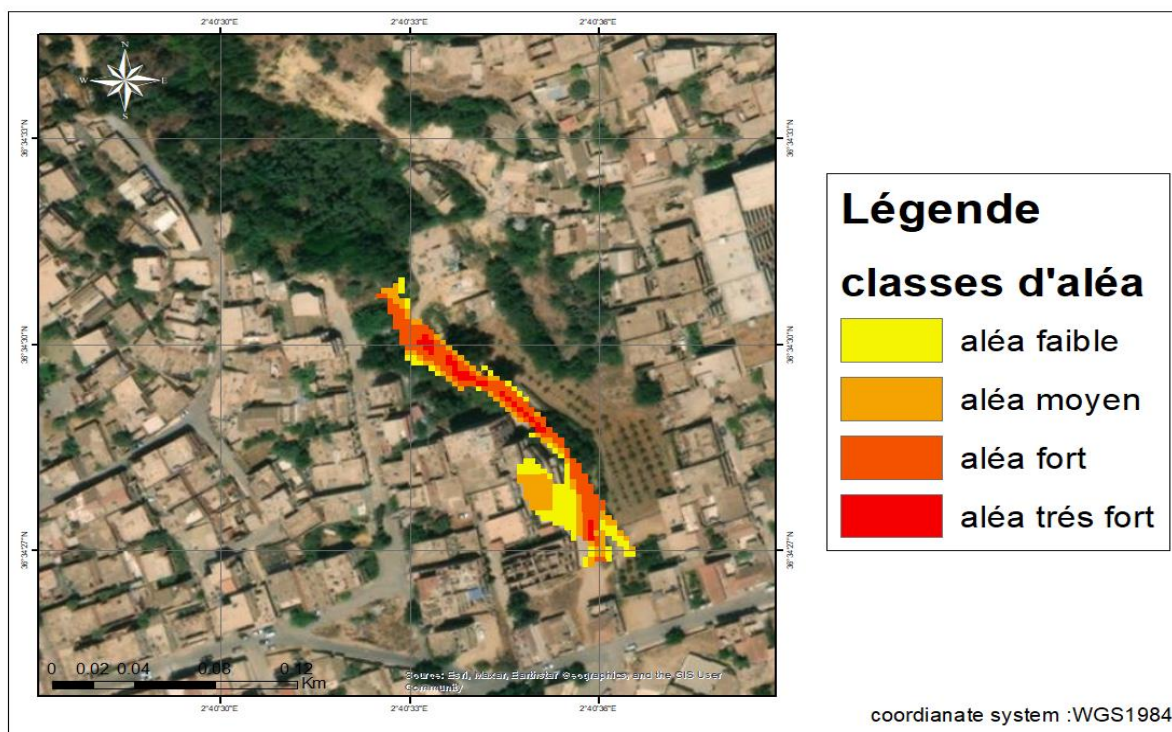


Figure IV.33 : carte d'aléa pour la crue centennal de l'oued Abed

Les zones à risque élevé se trouvent principalement le long des cours d'eau, notamment près de la confluence avec la conduite enterrée. Cette observation est corroborée par la carte de profondeur d'eau, qui montre des zones de forte profondeur d'eau. Les pentes accentuées, combinées à un sous-dimensionnement de la conduite, augmentent considérablement le risque d'inondation dans ces secteurs.

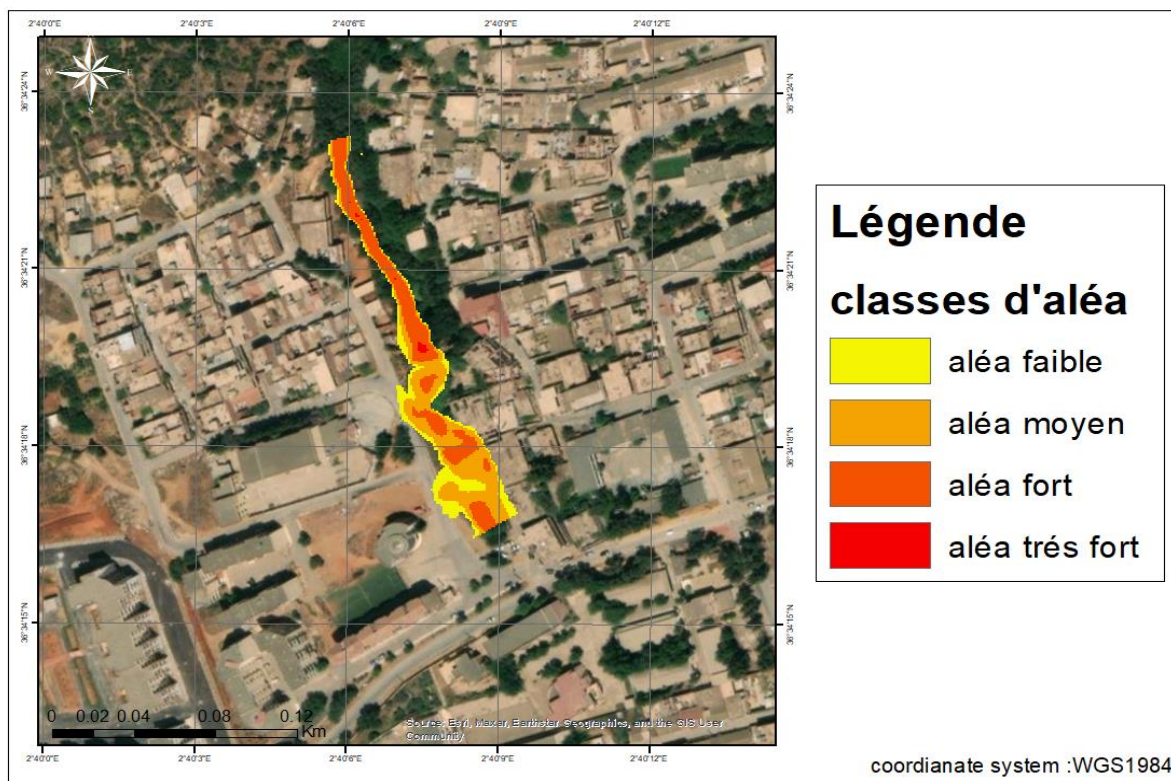


Figure IV.34 : carte d'aléa pour la crue centennial de l'oued champs plein

Les zones à risque élevé se situent principalement le long des cours d'eau, en particulier près de la confluence avec la conduite enterrée.

III.5.4 Cartographie de la vulnérabilité :

La gestion des espaces dans les zones à risque d'inondation vise à intégrer la gestion des risques dans l'aménagement du territoire. Il est donc crucial de déterminer précisément la dynamique des risques en fonction de l'évolution urbaine. Le risque varie considérablement selon le type d'occupation du sol (Guigo et al., 2002).

Dans le chapitre III (figure III.2), on a élaboré une carte d'occupation du sol pour notre zone d'étude. Cette cartographie nous permettra de créer une carte des vulnérabilités.

La carte de la vulnérabilité est représentée dans la figure suivante :

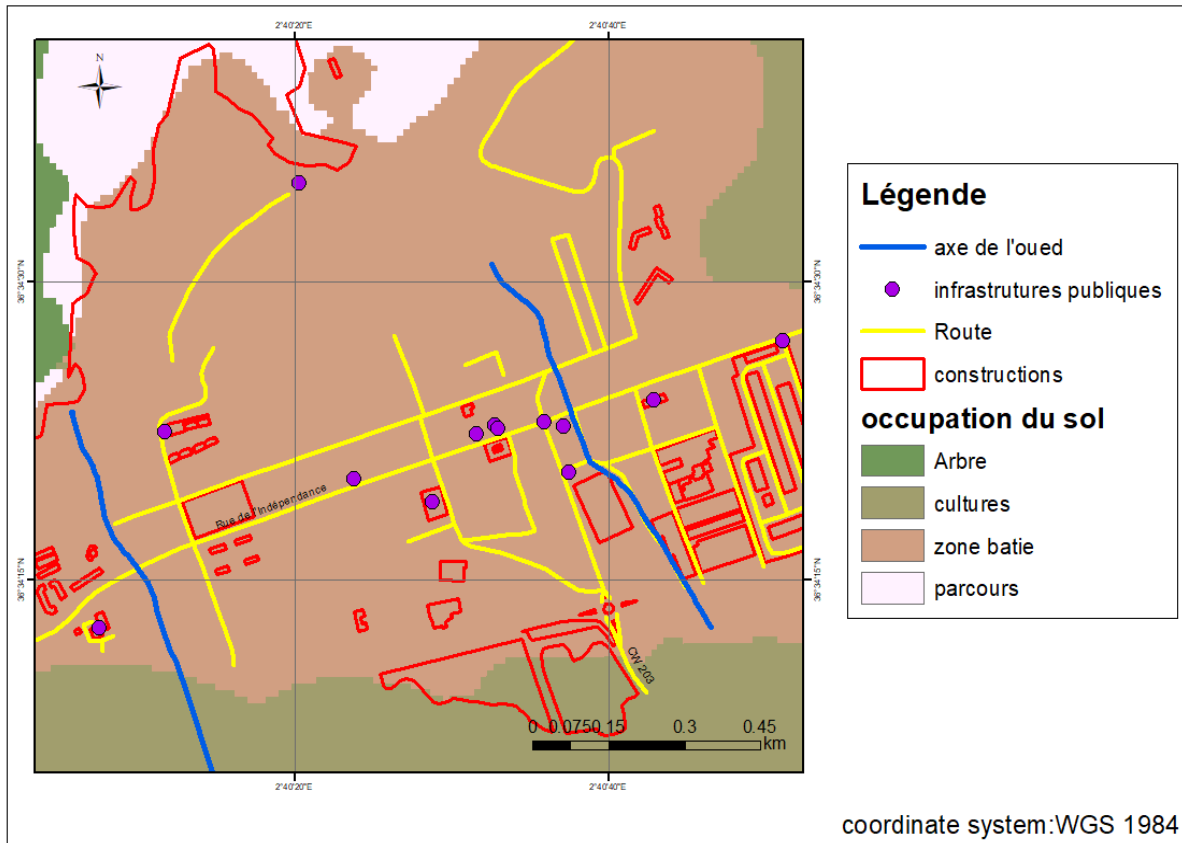


Figure IV .35 : carte de vulnérabilité de la zone d'étude

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié les écoulements dans les cours d'eau Abed et champs plein non aménagés en utilisant le modèle hydrodynamique HEC-RAS pour une crue centennale. Nous avons localisé les différentes zones inondables à l'aide du logiciel HEC-RAS, ce qui nous a permis d'élaborer une carte des profondeurs et de déterminer la profondeur de l'eau à différents emplacements.

La cartographie des risques nous a également permis de conclure que la zone que nous souhaitons protéger présente un aléa allant de fort à moyen. Par conséquent, il est impératif d'aménager les oueds pour assurer la protection des personnes, des biens et de l'environnement.

CHAPITRE V :
Étude Des Variante D'aménagement

Introduction :

L'objectif de cette étude est de garantir une protection efficace contre les inondations dans la ville de Attatba en se basant sur les résultats obtenus dans les chapitres précédents, diverses options d'aménagement seront présentées pour les cours d'eau afin de garantir une protection régulière contre les crues.

V.1 Techniques d'aménagements :

Les variantes ont été choisies afin de prévenir les inondations dans les zones de la ville de ATTATBA, en évacuant les eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les normes d'écoulement, de stabilité des berges et en tenant compte de l'impact de cet aménagement sur l'environnement. Ainsi, il est possible de déterminer la variante en utilisant divers processus. On peut classer les ouvrages de protection en deux catégories : directes et indirectes.

V.1.1 La protection indirecte :

Dans le cadre de la protection indirecte, il est possible d'intervenir plus loin du site menacé en créant un système de dérivation des cours d'eau responsables des inondations vers d'autres bassins, situés à l'extérieur de la zone prévue :

- **Création des canaux périphériques :**

La dérivation des eaux vers les cours d'eau afin de les renvoyer vers des zones situées en dehors des zones à protéger. Il est possible que cette déviation concerne une partie ou la totalité des eaux provenant d'un oued vers un autre.

- **Réalisation des barrages :**

Niveaux de stockage et de laminage des crues à l'amont des zones en danger. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être maximisés afin de répondre au mieux à la protection prévue.

- **Aménagement des bassins versants :**

La réduction des vitesses d'écoulement et le dépôt des sédiments en amont sont des méthodes biologiques et/ou la construction de seuils en gabions pour lutter contre l'érosion.

V.1.2 La protection directe :

La protection directe implique d'intervenir directement sur les sites menacés en y installant des structures de protection adéquates, ce qui peut considérablement réduire les conséquences néfastes des crues. Il existe différentes méthodes d'aménagement existantes, parmi lesquelles on peut mentionner plusieurs techniques.

- **Recalibrage du cours d'eau :**

L'objectif principal est d'augmenter la capacité hydraulique du tronçon en modifiant la géométrie du lit du cours d'eau (en abaissant la ligne de fond et en augmentant la section en travers).

- **Endiguement du cours d'eau :**

Le processus d'endiguement consiste à augmenter la hauteur des berges afin d'éviter le débordement des eaux et de préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation. Les digues permettront au cours d'eau d'accepter un débit supérieur à celui de plein bord sans risque de débordement.

- **Reboisement et les techniques végétales :**

Le reboisement repose sur la nature du sol et la qualité de la plante efficace, ainsi que sur le type de climat. Son objectif est de préserver les berges en améliorant la stabilité du couvert végétal, en réduisant l'érosion et donc en réduisant la quantité des sédiments entraînés dans l'eau.

- **Lit artificiel « Canal bétonné–Enrochement–Gabionnage–Matelas Reno » :**

Il s'agit de préserver les berges et le lit de l'oued, que ce soit en utilisant du béton armé, des roches ou du Gabion. Ces méthodes sont les plus coûteuses et très courantes dans les zones urbaines. En fonction de la capacité à s'adapter aux conditions du terrain, tant sur le plan topographique que géologique.

V.2 Principe de conception de l'aménagement

Il existe des principes et des normes à respecter et à suivre lors de la conception de l'aménagement d'un cours d'eau.

Lors de la conception de l'aménagement de l'oued Abed et du champ plein, il est essentiel de prendre en compte les paramètres hydrauliques tels que la pente et la rugosité, en respectant la norme de sécurité présentée dans la marge de sécurité (revanche).

La conception des oueds pour protéger la ville de ATTATBA revêt une grande importance, ce qui nécessite une connaissance approfondie du site de ce projet afin de déterminer la conception appropriée pour ce projet.

V.2.1 Pente

La pente est définie comme le rapport de différence de niveau sur la longueur du cours d'eau. Le profil de dénivelé du cours d'eau a été généré à l'aide de Google Earth. Cet outil permet de visualiser les variations d'altitude le long du parcours du cours d'eau.

Les illustrations ci-dessous illustrent les tronçons des oueds avec la variation de pente et les altitudes correspondantes sur les tronçons étudiés.



Figure V.1 : présentation du profil de dénivelé pour l'oued Abed

- Tronçon AB : l'amont du l'oued Abed ;
- Tronçon BC : l'aval du l'oued où se trouve la conduite enterrée ;
- La pente moyenne du cours d'eau est de 2.6%, avec des sections atteignant jusqu'à 6.6%. ;



Figure V.2: présentation du profil de dénivelé pour l'oued champs plein

- Tronçon AB : l'amont du l'oued Abed ;
- Tronçon BC : l'aval du l'oued où se trouve la conduite enterrée ;
- La pente moyenne du cours d'eau est de 1.9%, avec des sections atteignant jusqu'à 5.2%.

V.2.2 Coefficient de rugosité

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

Tableau V.1: les valeurs du coefficient de rugosité 'n'. (Chen et cotton,1986)

| Caractéristique du lit ou du revêtement | Valeur de la rugosité |
|---|-----------------------|
| Canal avec revêtement en béton | 0.014 |
| Canal en terre | 0.022 |
| Canal en pierre | 0.025 |
| Canal en Gabion | 0.035 |

V.2.3 Marge de sécurité dans les canaux (Revanche) :

La marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée est nécessaire dans les canaux à surface libre pour éviter une augmentation imprévue de la surface libre et le risque de débordement. Cette marge de sécurité est indispensable afin de tenir compte de phénomènes tels que l'accumulation de dépôts solides, la croissance de la végétation, les vagues provoquées par le vent, et d'autres situations similaires.

En général, la valeur de la marge de sécurité dépend de la taille du canal. Une marge de sécurité d'environ 0,30 m est généralement adéquate pour les petits canaux, tandis que pour les grands canaux, elle peut fluctuer entre 0,60 m et 1,20 m. Il est primordial de prendre en compte toutes les situations particulières qui pourraient exiger une modification de ces valeurs. (Lencastre, 2008)

Tableau V.2: Revanches utilisées (Degoutte, 2012).

| Débit (m ³ /s) | Q < 0.75 | 0.75 < Q < 1.5 | 1.5 < Q < 8.5 | Q > 8.5 |
|---------------------------|----------|----------------|---------------|---------|
| Revanche (m) | 0.45 | 0.6 | 0.75 | 0.9 |

V.2.4 Vitesse d'érosion

La vitesse d'un courant d'eau ne doit pas dépasser la vitesse limite maximale pour éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sous l'action dynamique d'un courant d'eau. On peut consulter le tableau pour obtenir les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion des lits consolidés.

Tableau V.3: Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés (Degoutte, 2012).

| Lit | Vitesse (m/s) |
|-------------------------------|---------------|
| Pavage de pierre a une couche | 2.50 - 4.00 |
| Gabions | 4.00 -6.00 |
| Revêtement en béton | 6.00-10.00 |
| Béton amélioré | <10.00 |

V.3 Proposition des variantes d'aménagement

Au sein de cette étude, trois variantes seront suggérées pour l'aménagement des cours d'eau. Il est essentiel que ces options soient réalisables sur le plan technico-économique et qu'elles soient bien adaptées à la topographie du terrain, à l'urbanisation et à l'implantation d'activités dans la zone.

V.3.1 Variante N°01 : canal en gabion

La première variante correspondre à la projection d'un canal gabion en escalier avec un fond en matelas Reno.

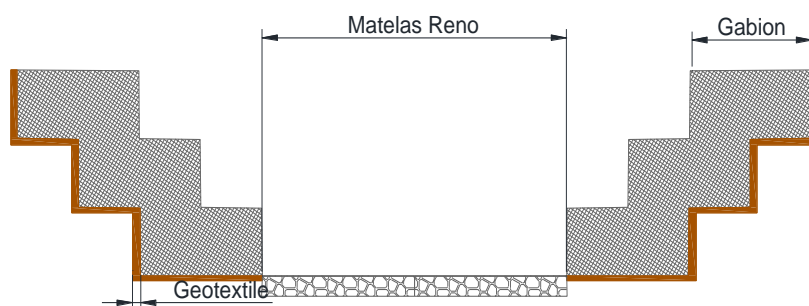


Figure V.3 : coupe en travers d'un canal en gabion

(Source : KHIAT_ NADA. Autodesk _ AutoCAD)

Les gabions sont des structures parallélépipédiques fabriquées à partir de cages grillagées en fil de fer et remplies de cailloux ou de galets. Ces cages ont des dimensions de (2x1x1) m et leur diamètre varie entre 10 et 40 cm. Ces structures sont particulièrement adaptées pour protéger les berges des cours d'eau et construire des murs de soutènement pour préserver les flancs des coteaux de l'érosion.

Dans notre cas nous allons utiliser les gabions de 120-250 mm de diamètre ($d_{50}=190\text{mm}$), et un fond en Matelas Reno de diamètre médiane ($d_{50}=125\text{mm}$), le coefficient de rugosité n , est de l'ordre de 0.035, alors on aura $KS=28.57\text{m}^{1/3} / \text{s}$. Le tableau suivant montre la granulométrie du gabion ou Reno en fonction de la vitesse du courant

Tableau V.4 : La granulométrie du gabion et le matelas Reno en fonction de la vitesse
(Source : A. Ammari, Aménagements des Cours d'eau Naturel)

| Type | Epaisseur (m) | Pierres de remplissage | | Vitesses limites | Vitesses admissible |
|--------------|------------------|------------------------|---------------|------------------|---------------------|
| | | Calibrage (m) | D_{50} (mm) | m/s | m/s |
| Matelas Reno | 0.15-0.17 | 70-100 | 85 | 3.5 | 4.2 |
| | | 70-150 | 110 | 4.2 | 4.5 |
| | 0.23-0.25 | 70-100 | 85 | 3.6 | 5.5 |
| | | 70-150 | 110 | 4.5 | 6.1 |
| | 0.3 | 70-120 | 110 | 4.2 | 5.5 |
| | | 100-150 | 125 | 5 | 6.4 |
| Gabions | 0.5 | 100-200 | 150 | 5.8 | 7.6 |
| | | 120-250 | 190 | 6.4 | 8 |

L'aménagement des canaux en gabions est caractérisé par :

❖ **Avantages des structures en gabion :**

- Exécution rapide : Les travaux sont simples et peuvent être réalisés de manière indépendante.
- Coût économique : Les gabions sont peu coûteux, surtout si les pierres sont disponibles localement.
- Réduction de la vitesse des courants : Leur perméabilité permet de ralentir les courants.
- Intégration écologique : Ils s'harmonisent bien avec l'environnement naturel.
- Adaptabilité aux conditions difficiles : Idéaux pour les zones à forte pente et à courant rapide.
- Flexibilité structurelle : Les gabions peuvent se contracter et se détendre, s'adaptant ainsi aux mouvements du terrain.

❖ **Inconvénients des structures en gabion :**

- Difficulté de curage : Le nettoyage et l'entretien de l'ouvrage peuvent être compliqués en raison de la structure des gabions.
- Nécessité de main-d'œuvre qualifiée : Pour garantir une bonne exécution, il est indispensable de disposer de travailleurs qualifiés et expérimentés.

- Sensibilité des extrémités : Les extrémités de l'ouvrage sont des points critiques. Si l'eau parvient à s'infiltrer derrière les blocs, cela peut compromettre la stabilité de l'ouvrage et favoriser l'érosion.

V.3.2 Variante N°02 : canal en dur (bétonnage)

La deuxième variante suggérée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé, avec un talus de $m = 0,577$, ce qui en fait la section la plus avantageuse, et facilite la réalisation d'un angle de 60° sur le terrain.

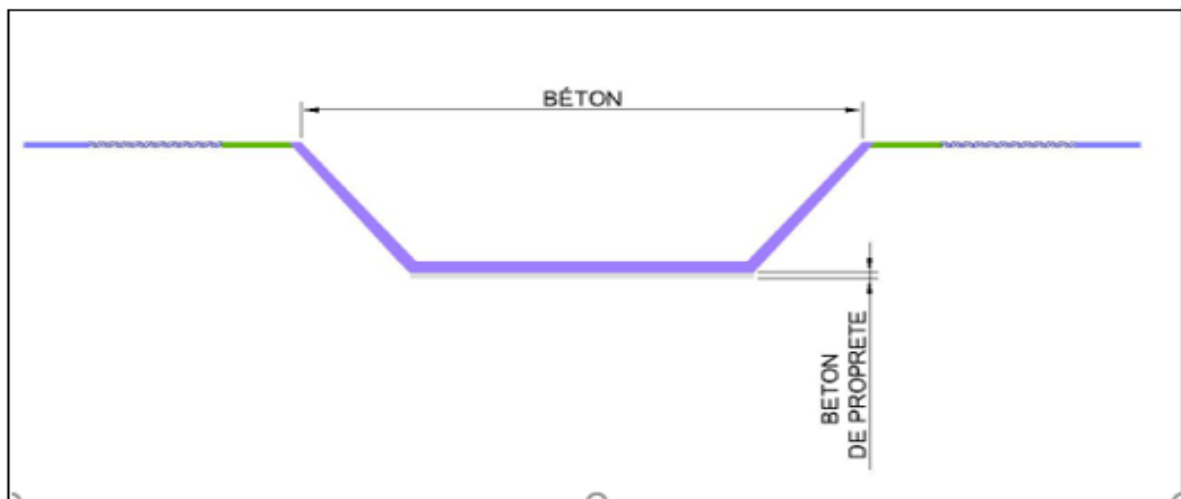


Figure V.4 : coupe en travers d'un canal en béton
(SOURCE KHIAT_NADA. Autodesk_AutoCAD)

L'aménagement des canaux en béton armés est caractérisé par :

❖ Avantages des structures en béton

- Longue durée de vie : Les gabions ont une durée de vie significative ;
- Facilité d'entretien : Le nettoyage et le curage sont simples ;
- Disponibilité des matériaux : Les matériaux de construction sont facilement accessibles ;
- Adaptabilité urbaine : Les formes des gabions sont bien adaptées aux environnements urbains et à l'urbanisation ;

❖ Inconvénients des structures en béton

- Coût élevé de génie civil : Les travaux de construction peuvent être coûteux ;
- Mauvaise adaptabilité aux zones à écoulement rapide : Les gabions ne sont pas bien adaptés aux zones où la vitesse d'écoulement et la pente des berges sont élevées ;
- Faible rugosité de surface : La surface des gabions présente une rugosité insuffisante ;

- Fissuration du revêtement : Le revêtement peut se fissurer en raison du tassement des remblais ;
- Impact négatif sur la diversité écologique : Les gabions peuvent nuire à la diversité écologique et à l'autoépuration du cours d'eau ;
- Limitation des interactions hydrologiques : Ils limitent l'interaction et l'échange entre la nappe phréatique et le cours d'eau ;

V.3.3 Variant N°03 : redimensionnement des conduites enterrées

La troisième variante suggérée consiste à projeter une conduite rectangulaire en béton armé, Le dalot est une canalisation rectangulaire en béton armé, utilisé sous les traverses de route et les évacuations des débits d'eau important.



Figure V.5: les dalot préfabriqué en béton armé

L'aménagement des conduites en béton armé type dalot est caractérisé par :

❖ Les avantages

- Durabilité
- Longue durée de vie : Le béton armé est très résistant aux conditions environnementales et aux charges lourdes, ce qui assure une longue durée de vie de la canalisation.

- Résistance à la corrosion : Contrairement aux matériaux métalliques, le béton armé ne rouille pas, ce qui réduit les besoins d'entretien.
- Capacité Hydraulique :
 - Section constante : La section carrée permet un écoulement uniforme et efficace des eaux, réduisant les risques de colmatage.
 - Adaptabilité : Peut être utilisé pour divers types de flux, y compris les eaux pluviales, les eaux usées et les eaux de drainage.
- Robustesse Structurelle :
 - Résistance aux charges : Capable de supporter des charges roulantes et des impacts externes importants, ce qui est crucial pour les infrastructures urbaines.
 - Stabilité : La structure en béton armé offre une grande stabilité, même dans des conditions de sol difficiles.
- ❖ **Inconvénient**
 - Coût :
 - Coût initial élevé : La fabrication et l'installation de canalisations en béton armé peuvent être coûteuses par rapport à d'autres matériaux comme le PVC ou le PEHD.
 - Entretien : Bien que durable, le béton armé peut nécessiter des inspections régulières et des réparations en cas de fissures ou de dégradations.
 - Installation :
 - Poids : Le poids élevé des segments de dalot nécessite des équipements de levage spécialisés pour l'installation, ce qui peut compliquer le processus.
 - Temps de mise en œuvre : L'installation peut être plus longue et plus complexe par rapport à des matériaux plus légers.
 - Flexibilité :
 - Rigidité : Le béton armé est moins flexible que certains matériaux plastiques, ce qui peut poser des problèmes dans des terrains instables ou sujets aux mouvements.
 - Adaptation aux changements : Moins adaptable aux modifications futures ou aux extensions du réseau.

V.4 Choix de la variante d'aménagement

En tenant compte des avantages et des inconvénients de chaque variante, ainsi que des calculs hydrauliques primaires, le tableau ci-dessous présente les résultats des hauteurs des canaux en fonction des différentes variables et des largeurs de fond choisies.

Tableau V.5 : calcul primaire des hauteurs des canaux :

| | | | Fruit de talus | | | 0.57 |
|---------------------------|--------------|------------|--------------------------|-------|----------|-------|
| | | | Coefficient de Strickler | | ks=28.75 | ks=75 |
| | | | Type d'aménagement | | Gabion | Béton |
| Débit (m ³ /s) | Oued | Tronçon | Pente | B (m) | H(m) | H (m) |
| 48.7 | Abed | Tronçon 01 | 0.03 | 5 | 2 | 1 |
| 33.1 | Champs plein | Tronçon 01 | 0.008 | 5 | 3 | 1.5 |
| 33.1 | Champs plein | Tronçon 02 | 0.02 | 4 | 2 | 1 |

D'après les résultats du tableau, on observe que les variantes présentent des hauteurs différentes pour chaque tronçon. Cette variation ne permet pas de déterminer la variante la plus économique. Pour clarifier cela, nous effectuons une comparaison quantitative et estimative entre les variantes, en nous basant sur les quantités de terrassement et le volume de matériaux calculés par Covadis pour l'aménagement des zones inondables. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Estimation du coût de la variantes N°1 et N°2:

| Travaux | | Unité | Quantité | PRIX unitaire (DA) | Mmontant total (DA) |
|----------------|---------|----------------|------------|--------------------|---------------------|
| TERRASSEMENT | Déblai | m ³ | 1780 | 250.00 | 445 000.00 |
| | Remblai | m ³ | 122 | 700.00 | 85 400.00 |
| Béton | | m ³ | 434 | 32000.00 | 13 888 000.00 |
| MONTANT EN HT | | | | | 14 418 400.00 |
| TVA 19% | | | | | 2 739 496.00 |
| MONTANT EN TTC | | | | | 17 157 896.00 |
| TERASSEMNT | Déblai | m ³ | 2394.46935 | 250.00 | 598 750.00 |
| | Remblai | m ³ | 81.0675852 | 700.00 | 57 400.00 |
| Gabion | | 2*1*1 | 1725 | 5000.00 | 8 625 000.00 |
| MONTANT EN HT | | | | | 9 281 150.00 |
| TVA 19% | | | | | 1 763 418.00 |
| MONTANT EN TTC | | | | | 11 044 568.00 |

Il est observé que la variante en béton armé est plus coûteuse que la variante en gabion. Donc Pour le tronçon 1 de l'oued Abed, situé dans une zone urbanisée, nous avons choisi d'opter pour un canal trapézoïdal en gabion.

Pour le tronçon 1 de l'oued Champs Plein, nous proposons une approche en deux phases. Tout d'abord, un canal en béton est prévu pour la section amont afin de gérer efficacement les débits élevés. Ensuite, un canal en gabion est recommandé pour la section entourée par les habitations, offrant à la fois durabilité et intégration paysagère. Cette combinaison assure une gestion optimale des eaux tout au long du tronçon.

- Redimensionnement des conduites enterrées (pour les deux cours d'eau)

Après une analyse approfondie des différentes options disponibles et en tenant compte des avantages et des inconvénients de chaque variante, nous avons choisi d'adopter la variante 3, qui consiste en la construction d'une conduite enterrée pour les deux cours d'eau (redimensionné la conduite existante). Cette décision est justifiée par plusieurs facteurs déterminants. Tout d'abord, la situation géographique et les contraintes d'espace dans cette zone ne permettent pas la création d'un aménagement de surface alternatif. En effet, l'espace disponible est insuffisant pour accueillir une structure de surface sans compromettre l'intégrité des infrastructures environnantes et sans perturber les activités locales.

Le choix de cet aménagement s'est basé sur des critères technico-économiques.

Nous avons préféré réserver le gabionnage pour les zones urbanisées, car il s'agit d'une solution moins coûteuse comparée au béton et qui favorise le drainage des berges. Cependant, dans la partie de l'oued Champ Plein, où la pente est moins accentuée, nous avons opté pour un canal en béton afin d'assurer un écoulement plus régulier et prévisible.

V.4.1 Dimensionnement :

Ci-dessous sont présentés les résultats du calcul hydraulique pour le canal trapézoïdal pour la partie simulé par HEC RASS

Oued Abed : voici les résultats pour le tronçon 01 d'oued Abed

Tronçon 1 : canal trapézoïdale en gabion

Pour dimensionner ce canal, on suppose que la largeur du canal b , avec un coefficient de Manning n de 0,035 et une pente du canal $I = 0,03$. Ensuite, on calcule le nombre de gabions nécessaires, noté K , pour un débit centennal.

Tableau V.7 : Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné du tronçon 01 de l'oued Abed

| (Caisses) | Q (m ³ /s) | Surface (m ²) | Ppérimètre (m) | R _H |
|-----------|-----------------------|---------------------------|----------------|----------------|
| 10 | 725.776 | 100 | 34 | 2.941 |
| 9 | 543.278 | 81 | 31 | 2.613 |
| 8 | 434.375 | 68 | 28 | 2.429 |
| 7 | 338.955 | 56 | 25 | 2.240 |
| 6 | 256.366 | 45 | 22 | 2.045 |
| 5 | 185.951 | 35 | 19 | 1.842 |
| 4 | 127.057 | 26 | 16 | 1.625 |
| 3 | 79.058 | 18 | 13 | 1.385 |
| 2 | 41.442 | 11 | 10 | 1.100 |
| 1 | 14.126 | 5 | 7 | 0.714 |

Pour notre cas, nous pouvons utiliser un canal de 3 caisses, garantissant un débit de 48.7 m³/s avec une revanche de 1 m

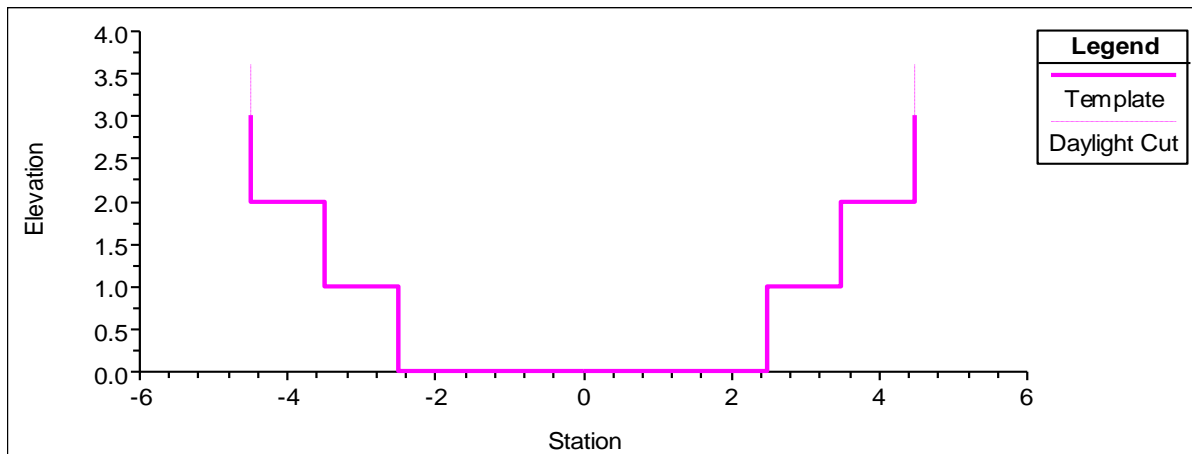


Figure V.6: profile en travers du tronçon 01 aménagé en gabion

Les dimensions du canal sont :

- La largeur du fond B=5m ;
- La hauteur du canal H=3m ;
- La pente =0.03 ;
- Hauteur critique H_C=2.12m.

Oued champs plein : voici les résultats pour le tronçon d'oued champs plein

Tronçon 1 : Deux types d'aménagements sont présentés dans les figures ci-dessous.

Canal béton : entre la section 242 et la section 122

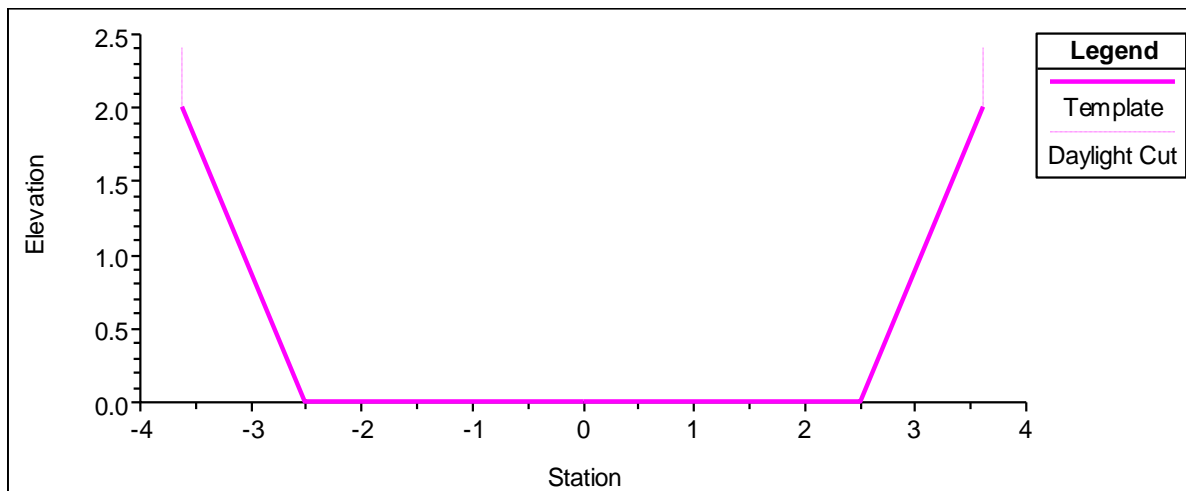


Figure V.7: profile en travers du tronçon 01 aménagé en Béton

Les dimensions du canal sont :

- La largeur du fond $B=5$;
- Fruit de talus $m=0.577$;
- La hauteur du canal $H=2$;
- La Pente $=0.008$;
- Hauteur critique $H_c=1.63$

Canal en gabion : entre la section 91 et la section 5

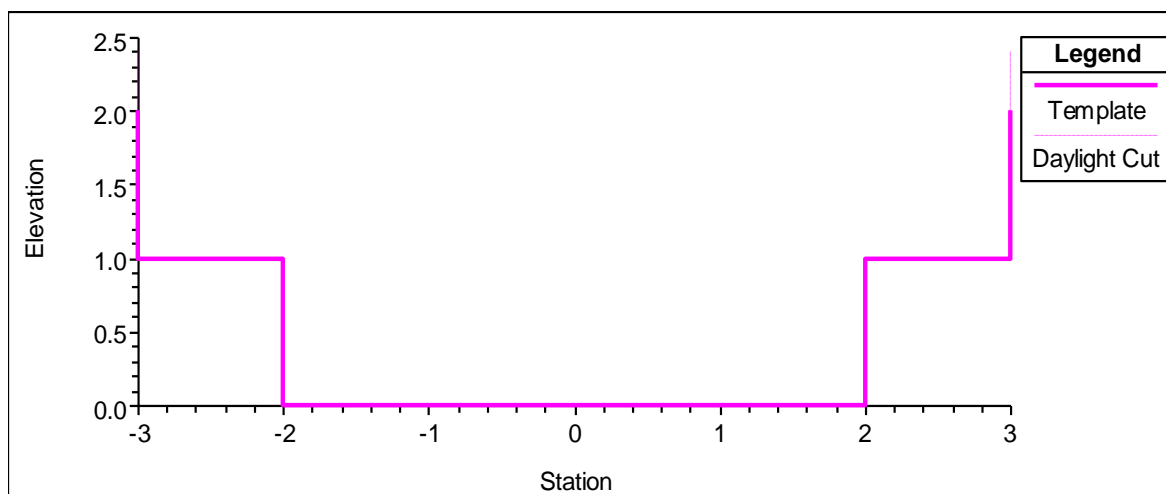


Figure V.8: profile en travers du tronçon 01 aménagé en gabion

Les dimensions du canal :

- La largeur du fond B=4 ;
- La hauteur du canal H=2 ;
- La pente =0.05 ;
- Hauteur critique H_C=1.89m

V.4.1.1 Paramètres découlement

Le calcul des paramètres d'écoulement et la simulation d'aménagement sera effectué à l'aide du logiciel HEC-RAS et les résultats de calcul se résument dans le tableau suivant

Tableau V.8 : Synthèses des résultats de simulation des aménagements des oueds de l'étude.

| Reach | River Sta | Q Total (m3/s) | Min Ch El (m) | W.S. Elev (m) | Crit W.S. (m) | E.G. Elev (m) | E.G. Slope (m/m) | Vel Chnl (m/s) | Flow Area (m2) | Top Width (m) | Froude # Chl | Amé-agement |
|-------------------|-----------|-------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------|-------------------|-------------------|------------------|--------------|-------------|
| Oued Abed | 515 | 48.7 | 69.4 | 71.5 | 71.5 | 72.23 | 0.0236 | 3.78 | 12.88 | 9 | 1.01 | Gabion |
| | 462 | 48.7 | 68.3 | 69.78 | 70.4 | 71.52 | 0.0694 | 5.85 | 8.33 | 7 | 1.71 | |
| | 387 | 48.7 | 66.9 | 68.44 | 69 | 70.01 | 0.0596 | 5.56 | 8.76 | 7 | 1.59 | |
| | 336 | 48.7 | 65.7 | 67.15 | 67.8 | 68.96 | 0.0733 | 5.96 | 8.18 | 7 | 1.76 | |
| | 298 | 48.7 | 64.8 | 66.24 | 66.9 | 68.1 | 0.0763 | 6.04 | 8.07 | 7 | 1.8 | |
| | 277 | 48.7 | 64.2 | 65.61 | 66.3 | 67.56 | 0.0822 | 6.19 | 7.87 | 7 | 1.86 | |
| | 254 | 48.7 | 63.6 | 65 | 65.7 | 66.99 | 0.0848 | 6.25 | 7.79 | 7 | 1.89 | |
| | 231 | 48.7 | 62.9 | 64.6 | 65.2 | 66.4 | 0.0678 | 5.94 | 8.2 | 6 | 1.62 | |
| | 209 | 48.7 | 62.4 | 63.78 | 64.5 | 65.84 | 0.0891 | 6.35 | 7.67 | 7 | 1.94 | |
| | 167 | 48.7 | 61.3 | 62.69 | 63.4 | 64.71 | 0.087 | 6.3 | 7.73 | 7 | 1.92 | |
| | 106 | 48.7 | 59.66 | 61.05 | 61.76 | 63.08 | 0.0878 | 6.32 | 7.7 | 7 | 1.92 | |
| | 54 | 48.7 | 58.88 | 60.51 | 60.98 | 61.88 | 0.0481 | 5.18 | 9.41 | 7 | 1.43 | |
| 9 | 48.7 | 58.2 | 59.82 | 60.3 | 61.21 | 0.0492 | 5.22 | 9.34 | 7 | 1.44 | | |
| Oued champs plein | 224 | 33.1 | 139.89 | 141.43 | 141.43 | 142.11 | 0.0024 | 3.64 | 9.08 | 6.78 | 1.01 | Béton |
| | 202 | 33.1 | 139.11 | 140.11 | 140.65 | 141.9 | 0.0098 | 5.92 | 5.59 | 6.15 | 1.99 | |
| | 173 | 33.1 | 139 | 140.1 | 140.54 | 141.56 | 0.0073 | 5.34 | 6.19 | 6.27 | 1.72 | |
| | 149 | 33.1 | 138 | 138.89 | 139.54 | 141.22 | 0.0146 | 6.77 | 4.89 | 6.02 | 2.4 | |
| | 134 | 33.1 | 137.7 | 138.57 | 139.24 | 140.99 | 0.0154 | 6.89 | 4.8 | 6 | 2.46 | |
| | 122 | 33.1 | 137.2 | 138.03 | 138.74 | 140.75 | 0.0184 | 7.31 | 4.53 | 5.95 | 2.68 | Gabion |
| | 91 | 33.1 | 136 | 137.17 | 137.79 | 139.4 | 0.1385 | 6.62 | 5 | 6 | 2.32 | |
| | 71 | 33.1 | 133.9 | 135.16 | 135.69 | 136.97 | 0.1009 | 5.97 | 5.55 | 6 | 1.98 | |
| | 49 | 33.1 | 131.9 | 133.2 | 133.69 | 134.85 | 0.0872 | 5.69 | 5.82 | 6 | 1.84 | |
| | 30 | 33.1 | 131.16 | 132.86 | 132.95 | 133.69 | 0.0312 | 4.03 | 8.21 | 6 | 1.1 | |
| 17 | 33.1 | 129.8 | 131.05 | 131.59 | 132.9 | 0.1036 | 6.02 | 5.5 | 6 | 2.01 | Gabion | |
| 5 | 33.1 | 129 | 130.38 | 130.79 | 131.79 | 0.0691 | 5.27 | 6.29 | 6 | 1.64 | | |

V.4.1.2 Section en travers

Les sections en travers des oueds de l'étude après l'aménagement sont représentées dans les figures suivantes :

La figure suivante illustre une section transversale de l'oued Abed.

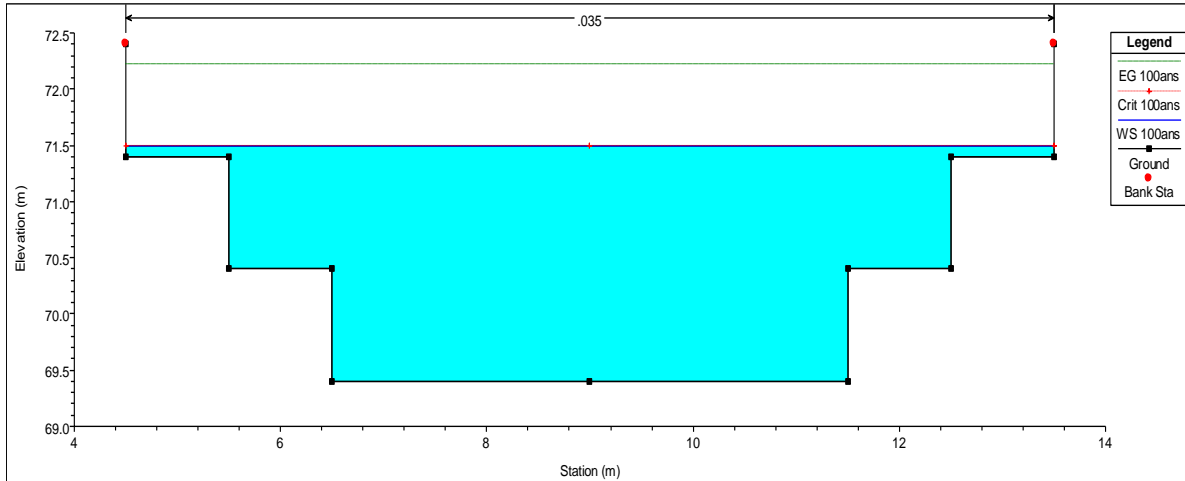


Figure V.9 : une section aménagée d'oued Abed (trançon1)

Les illustrations ci-dessous présentent une section transversale de l'oued plein champ.

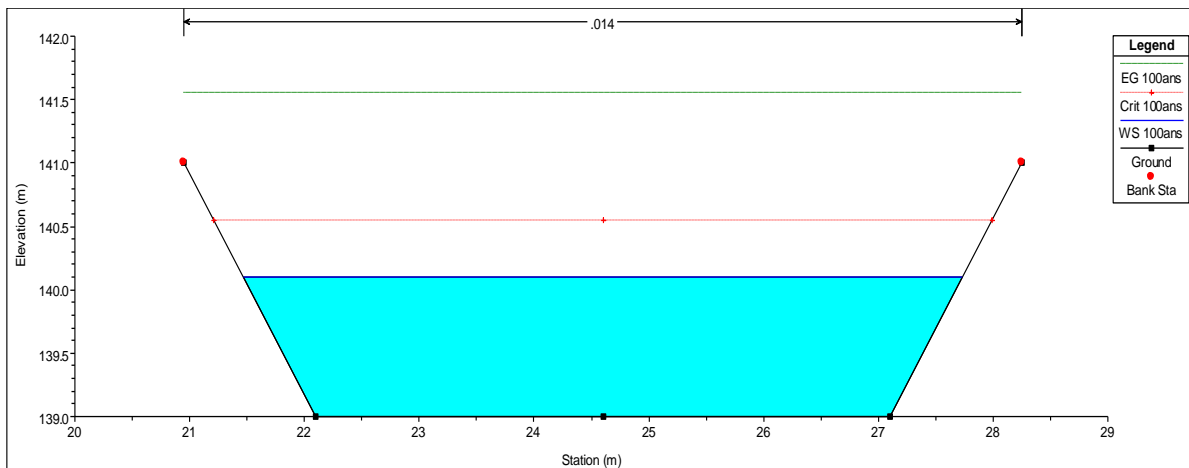


Figure V.10: une section d'oued champs plein aménagée en béton

L'image suivante montre une section du tronçon aménagé en gabion.

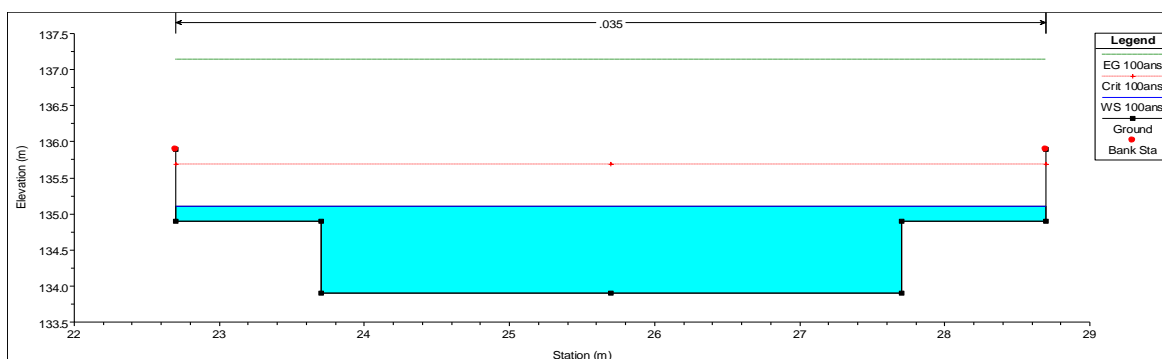


Figure V.11 : une section d'oued champs plein aménagée en gabion

➤ **Interprétation des résultats**

Les simulations montrent que les variantes proposées peuvent évacuer une crue centennale sans provoquer de débordement. L'analyse du régime d'écoulement, basée sur le nombre de Froude, révèle une prédominance du régime torrentiel le long des oueds. Étant donné que le nombre de Froude est inférieur à 2,5, le ressaut hydraulique associé aux régimes d'écoulement est faible, ce qui ne nécessite pas la mise en place d'un ouvrage de dissipation d'énergie. Ces résultats confirment l'efficacité des variantes proposées pour gérer les crues extrêmes tout en minimisant les besoins en infrastructures supplémentaires.

Du point de vue des vitesses d'écoulement, les canaux présentent des variations significatives selon le type d'aménagement. Pour les tronçons aménagés en gabion, les vitesses varient entre 3 et 6 m/s, ce qui reste inférieur à la vitesse admissible pour le gabion, fixée à 6,4 m/s. En ce qui concerne les tronçons aménagés en béton, les vitesses d'écoulement varient entre 3 et 7 m/s, sans dépasser la vitesse admissible pour le béton. Ces observations confirment que les vitesses d'écoulement dans les canaux, qu'ils soient en gabion ou en béton, respectent les limites de conception et assurent ainsi la durabilité et l'efficacité des structures.

V.4.2 Redimensionnement des conduites enterrés

Les conduites situées dans les zones urbanisées, où l'oued Abed passe par le stade, et dans le secteur de l'oued Champ Plein, qui traverse une école, sont actuellement sous-dimensionnées. Ces conduites sont destinées à évacuer les écoulements des oueds respectifs. Cependant, elles ne possèdent pas la capacité nécessaire pour gérer efficacement les volumes d'eau générés, particulièrement lors des épisodes de fortes précipitations. Une réévaluation des dimensions des conduites est impérative pour assurer une gestion optimale des écoulements et prévenir les risques d'inondation dans ces zones urbanisées.

Nous redimensionnons les conduites pour garantir leur capacité à supporter la crue centennale. Sur Covadis, nous définissons les caractéristiques spécifiques des conduites afin de les adapter à la nouvelle hauteur d'eau.

V.4.2.1 Calcul de la hauteur normale par itération successive

Nous prenons ensuite une série de valeurs des hauteurs, fixons la largeur (b) et calculons le débit. Par la suite, nous déterminons un débit de manière à ce qu'il soit inférieur ou égal au débit calculé. Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants

Tableau V.9 : calcul itératif de la hauteur normale pour la conduite de l'oued Abed

| Tronçon de la conduite | Hauteur (m) | Rugosité | Largeur (m) | Ssurface (m ²) | Périmètre (m) | R _H ^{2/3} | Pente | Q (m ³ /s) |
|------------------------|-------------|----------|-------------|----------------------------|---------------|-------------------------------|-------|-----------------------|
| Tronçon 01 | 0.5 | 76.90 | 2 | 1 | 3 | 0.48 | 0.06 | 9.06 |
| | 1 | 76.90 | 2 | 2 | 4 | 0.63 | 0.06 | 23.73 |
| | 1.5 | 76.90 | 2 | 3 | 5 | 0.71 | 0.06 | 40.20 |
| | 1.75 | 76.90 | 2 | 3.5 | 5.5 | 0.74 | 0.06 | 48.78 |
| | 2 | 76.90 | 2 | 4 | 6 | 0.76 | 0.06 | 57.50 |
| | 2.5 | 76.90 | 2 | 5 | 7 | 0.80 | 0.06 | 75.26 |
| Tronçon 02 | 0.5 | 76.90 | 2.5 | 1.25 | 3.5 | 0.50 | 0.045 | 10.26 |
| | 1 | 76.90 | 2.5 | 2.5 | 4.5 | 0.68 | 0.045 | 27.56 |
| | 1.5 | 76.90 | 2.5 | 3.75 | 5.5 | 0.77 | 0.045 | 47.39 |
| | 1.533 | 76.90 | 2.5 | 3.8325 | 5.566 | 0.78 | 0.045 | 48.75 |
| | 2 | 76.90 | 2.5 | 5 | 6.5 | 0.84 | 0.045 | 68.48 |
| | 2.5 | 76.90 | 2.5 | 6.25 | 7.5 | 0.89 | 0.045 | 90.29 |
| Tronçon 03 | 0.5 | 77.00 | 2.5 | 1.25 | 3.5 | 0.50 | 0.04 | 9.69 |
| | 1 | 77.00 | 2.5 | 2.5 | 4.5 | 0.68 | 0.04 | 26.02 |
| | 1.5 | 77.00 | 2.5 | 3.75 | 5.5 | 0.77 | 0.04 | 44.74 |
| | 1.602 | 77.00 | 2.5 | 4.005 | 5.704 | 0.79 | 0.04 | 48.72 |
| | 2 | 77.00 | 2.5 | 5 | 6.5 | 0.84 | 0.04 | 64.64 |
| | 2.5 | 77.00 | 2.5 | 6.25 | 7.5 | 0.89 | 0.04 | 85.23 |
| Tronçon 04 | 0.5 | 77.00 | 2.5 | 1.25 | 3.5 | 0.50 | 0.03 | 8.39 |
| | 1 | 77.00 | 2.5 | 2.5 | 4.5 | 0.68 | 0.03 | 22.53 |
| | 1.5 | 77.00 | 2.5 | 3.75 | 5.5 | 0.77 | 0.03 | 38.74 |
| | 1.794 | 77.00 | 2.5 | 4.485 | 6.088 | 0.82 | 0.03 | 48.79 |
| | 2 | 77.00 | 2.5 | 5 | 6.5 | 0.84 | 0.03 | 55.98 |
| | 2.5 | 77.00 | 2.5 | 6.25 | 7.5 | 0.89 | 0.03 | 73.81 |
| Tronçon 05 | 0.5 | 83.00 | 2.5 | 1.25 | 3.5 | 0.50 | 0.02 | 7.39 |
| | 1 | 83.00 | 2.5 | 2.5 | 4.5 | 0.68 | 0.02 | 19.83 |
| | 1.5 | 83.00 | 2.5 | 3.75 | 5.5 | 0.77 | 0.02 | 34.10 |
| | 1.96 | 83.00 | 2.5 | 4.9 | 6.42 | 0.84 | 0.02 | 48.69 |
| | 2 | 83.00 | 2.5 | 5 | 6.5 | 0.84 | 0.02 | 49.27 |
| | 2.5 | 83.00 | 2.5 | 6.25 | 7.5 | 0.89 | 0.02 | 64.97 |

La hauteur normale varie entre 1.53 m et 1.96 m, on prend une hauteur $H=2m$.

Tableau V.10 : calcul itératif de la hauteur normale pour la conduite de l'oued champs plein

| Tronçon de la conduite | Hauteur (m) | Rugosité | Largeur (m) | Surface (m ²) | Périmètre (m) | $R_H^{2/3}$ | Pente | Q (m ³ /s) |
|------------------------|-------------|--------------|-------------|---------------------------|---------------|-------------|--------------|-----------------------|
| Tronçon 01 | 0.5 | 0.014 | 2 | 1 | 3 | 0.48 | 0.15 | 13.30 |
| | 1 | 0.014 | 2 | 2 | 4 | 0.63 | 0.15 | 33.12 |
| | 1.5 | 0.014 | 2 | 3 | 5 | 0.71 | 0.15 | 59.03 |
| | 2 | 0.014 | 2 | 4 | 6 | 0.76 | 0.15 | 84.44 |
| | 2.5 | 0.014 | 2 | 5 | 7 | 0.80 | 0.15 | 110.51 |
| Tronçon 02 | 0.5 | 0.014 | 2 | 1 | 3 | 0.48 | 0.05 | 7.68 |
| | 1 | 0.014 | 2 | 2 | 4 | 0.63 | 0.05 | 20.12 |
| | 1.48 | 0.014 | 2 | 2.96 | 4.96 | 0.71 | 0.05 | 33.51 |
| | 1.5 | 0.014 | 2 | 3 | 5 | 0.71 | 0.05 | 34.08 |
| | 2 | 0.014 | 2 | 4 | 6 | 0.76 | 0.05 | 49.75 |
| | 2.5 | 0.014 | 2 | 5 | 7 | 0.80 | 0.05 | 63.81 |
| Tronçon 03 | 0.5 | 0.014 | 2 | 1 | 3 | 0.48 | 0.035 | 6.42 |
| | 1 | 0.014 | 2 | 2 | 4 | 0.63 | 0.035 | 16.83 |
| | 1.5 | 0.014 | 2 | 3 | 5 | 0.71 | 0.035 | 28.52 |
| | 1.69 | 0.014 | 2 | 3.38 | 5.38 | 0.73 | 0.035 | 33.13 |
| | 2 | 0.014 | 2 | 4 | 6 | 0.76 | 0.035 | 45.79 |
| | 2.5 | 0.014 | 2 | 5 | 7 | 0.80 | 0.035 | 53.38 |

La hauteur normale varie entre 1m et 1.69 m, on prend une hauteur $H=2m$

V.4.2.2 Régime d'écoulement :

Pour déterminer le régime d'écoulement, il est nécessaire de calculer le nombre de Froude F_r et la hauteur critique H_c .

Tableau V.11 : présentation des paramètre découlement

| Conduite | Débit(m ³ /s) | F_r | H_c (m) | Régime découlement |
|-------------------|--------------------------|-------|-----------|--------------------|
| Oued Abed | 48.7 | 2.72 | 3.8 | Torrentiel |
| | 48.7 | 2.19 | 3.36 | Torrentiel |
| Oued champs plein | 33.1 | 1.85 | 3 | Torrentiel |

Dans notre projet, nous avons opté pour l'utilisation des dalots en béton armé de dimensions 2000x2000 mm et 2500*2000 mm Ces dalots, grâce à leur grande section, offrent une capacité hydraulique élevée, essentielle pour gérer efficacement le débit calculé

➤ **Caractéristique géométrique**

Les dalots sont des structures essentielles dans les infrastructures hydrauliques et routières, permettant le passage de l'eau sous les routes, chemins de fer, ou autres constructions. Leur conception géométrique est cruciale pour assurer leur efficacité et leur durabilité.

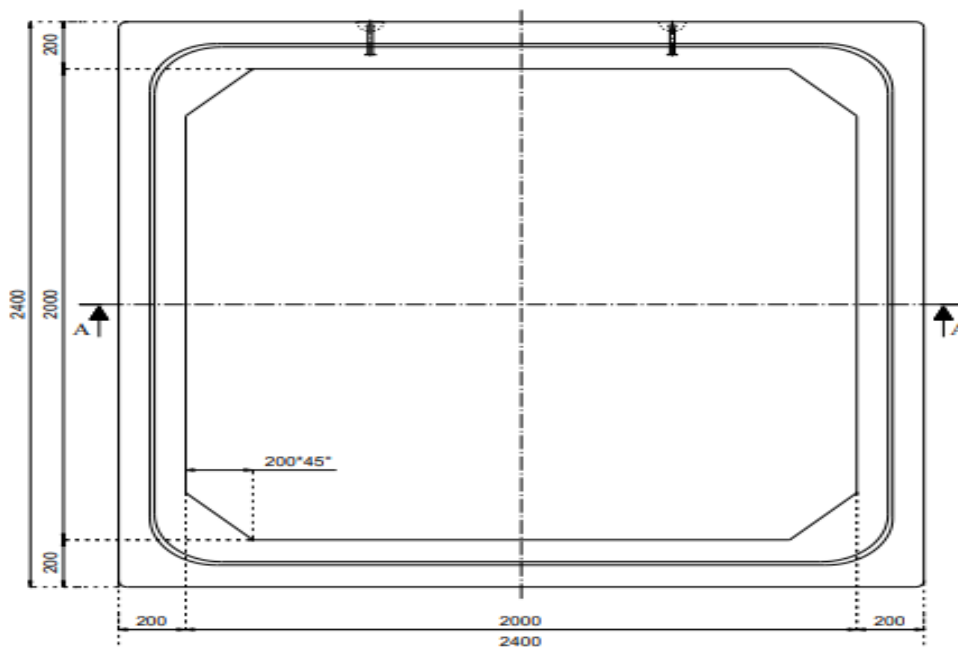


Figure V.12 : représentation des caractéristiques géométriques du dalot

Les caractéristiques géométriques des dalots sont les suivantes :

Tableau V.12 : présentation des caractéristiques géométrique des dalots

| Dim int L*H | L(mm) | H (mm) | EP (mm) | EG (mm) | Poids kg |
|-------------|-------|--------|---------|---------|----------|
| 2000*2000 | 2000 | 2000 | 200 | 200 | 6545 |
| 2500*2000 | 2500 | 2000 | 200 | 200 | 9800 |

➤ **Emboitement**

L'assemblage des deux dalots est assuré à l'aide d'un joint souple en caoutchouc qui répond a vos exigences et garantissant :

- Une étanchéité parfaite ;
- Une pose rapide et facile ;
- Une absorption des légers mouvements de terrain ;
- Une bonne résistance aux efforts radiaux ;

Le joint et l'about doivent être nettoyé et lubrifié avec du savon ou de la graisse adéquate de façon régulière sur toute sa périphérie pour faciliter le glissement, Le léger retour qui a lieu après l'emboîtement est normal.

➤ **Caractéristiques techniques :**

• **Béton**

La préparation du béton se fait par une centrale à béton à commande automatique, Les produits sont fabriqués dans des machines qui travaillent en fosse, la vibration du béton est générée par un vibreur central relié au noyau réglable en fréquence, cette technique assure une bonne mise en place du béton avec un rapport eau/ciment faible par conséquent la résistance augmente

• **Les agrégats utilisés :**

- Ciment ACC CPJ 42, 5. 16.67% ;
- Sable de carrière 0-3. 31.25% ;
- Gravier 3/8. 31.25%
- Gravier 8/15. 20.83

• **Système de manutention et pose :**

- Le lit de pose est constitué d'une épaisseur de matériau supérieure ou égale à 10 cm sur sol normal et à 15 cm sur sol dur ou rocheux.
- Si le lit de pose est fait en béton, il convient de poser au-dessus une couche de matériau fin permettant de niveler et d'éviter tout contact direct entre les surfaces en béton
- Il est recommandé d'intégrer la ligne et la pente spécifiées dans le lit de pose

V.5 Aménagement des deux petits cours d'eau :

Lors de la délimitation des sous bassins versants, nous avons observé la création de deux cours d'eau au niveau de la ville, avec des surfaces de bassins versants de 0,11 km² (SB3) et 0,31 km² (SB4).

Les deux cours d'eau créés au sein de la ville présentent un risque d'inondation en raison de leur intégration dans le réseau d'eau pluviale actuel. Afin de réduire ce risque, une intervention a été proposée, consistant en la création d'une conduite enterrée en béton, en parallèle. Cette conduite permettra d'évacuer efficacement le volume d'eau, en coordination avec la conduite enterrée de l'oued champ plein.

V.5.1 Dimensionnement des conduites :

Nous dimensionnons les conduites pour assurer leur capacité à supporter une crue centennale.

La proposition pour ces tronçons consiste à projeter des canaux circulaires en béton Armées avec une pente varie. Sur Covadis, nous définissons les caractéristiques spécifiques des conduites afin de les adapter à la nouvelle hauteur d'eau.

Voici les caractéristiques des conduites pour chaque tronçon :

Tableau V.13: caractéristique de la conduite enterrée pour l'oued 3

| Canal | Nœuds | | Cotes (m) | | | | Tronçon | | |
|----------|-------|------|-----------|-----------|-----------|-------|------------|-----------|----------|
| | Amont | Aval | TN | FE entrée | FE sortie | Piero | Collecteur | Pente (%) | Long (m) |
| EP 2 - 1 | N1 | | 54.20 | 49.59 | 49.59 | 50.12 | 135A-1000 | 6.00 | 40.39 |
| | | N2 | 51.17 | 47.16 | 47.16 | 47.71 | | | |
| EP 2 - 1 | N2 | | 51.17 | 47.16 | 47.16 | 47.71 | 135A-1000 | 5.50 | 43.67 |
| | | N3 | 49.88 | 44.76 | 44.76 | 45.31 | | | |
| EP 2 - 1 | N3 | | 49.88 | 44.76 | 44.76 | 45.31 | 135A-1000 | 5.50 | 36.75 |
| | | N4 | 47.31 | 42.74 | 42.74 | 43.34 | | | |
| EP 2 - 1 | N4 | | 47.31 | 42.74 | 42.74 | 43.34 | 135A-1000 | 4.00 | 17.46 |
| | | N5 | 45.78 | 42.04 | 42.04 | 42.65 | | | |
| EP 2 - 1 | N5 | | 45.78 | 42.04 | 42.04 | 42.65 | 135A-1000 | 4.00 | 22.73 |
| | | N6 | 44.24 | 41.13 | 41.13 | 42.06 | | | |
| EP 2 - 1 | N6 | | 44.24 | 41.13 | 41.13 | 42.06 | 135A-1400 | 0.50 | 32.69 |
| | | N7 | 43.72 | 40.97 | 40.97 | 41.90 | | | |
| EP 2 - 1 | N7 | | 43.72 | 40.97 | 40.97 | 41.90 | 135A-1400 | 0.50 | 55.77 |
| | | N8 | 43.86 | 40.69 | 40.69 | 41.62 | | | |
| EP 2 - 1 | N8 | | 43.86 | 40.69 | 40.69 | 41.62 | 135A-1400 | 0.50 | 46.11 |
| | | N9 | 44.05 | 40.46 | 40.46 | 41.39 | | | |
| EP 2 - 1 | N9 | | 44.05 | 40.46 | 40.46 | 41.39 | 135A-1400 | 0.50 | 54.72 |
| | | N10 | 45.04 | 40.19 | 40.19 | 41.12 | | | |
| EP 2 - 1 | N10 | | 45.04 | 40.19 | 40.19 | 41.12 | 135A-1400 | 0.50 | 52.50 |
| | | N11 | 43.70 | 39.92 | 39.92 | 40.86 | | | |
| EP 2 - 1 | N11 | | 43.70 | 39.92 | 39.92 | 40.86 | 135A-1400 | 0.50 | 30.68 |
| | | N12 | 42.73 | 39.77 | 39.77 | 40.70 | | | |

Le tronçon est aménagé en conduite circulaire en béton armé. Sur les premiers 161 mètres, la conduite a un diamètre de 1000 mm avec une pente variant de 6 % à 4 % en raison de la topographie accidentée. Au-delà, la conduite passe à un diamètre de 1400 mm avec une pente constante de 0,5 %. Cette configuration permet d'adapter la conduite aux variations du terrain et d'assurer un écoulement optimal des eaux.

Tableau V.14: caractéristique de la conduite enterrée pour l'oued 4

| Canal | Nœuds | | Cotes (m) | | | | Tronçon | | |
|----------|-------|------|-----------|-----------|-----------|-------|------------|-----------|----------|
| | Amont | Aval | TN | FE entrée | FE sortie | Piero | Collecteur | Pente (%) | Long (m) |
| EP 2 - 1 | N1 | | 48.44 | 45.80 | 45.80 | 46.68 | 135A-1500 | 6.00 | 43.120 |
| | | N2 | 46.77 | 43.42 | 43.42 | 44.31 | | | |
| EP 2 - 1 | N2 | | 46.77 | 43.42 | 43.42 | 44.28 | 135A-1500 | 5.50 | 58.220 |
| | | N3 | 43.61 | 39.93 | 39.93 | 41.17 | | | |
| EP 2 - 1 | N3 | | 43.61 | 39.93 | 39.93 | 41.17 | 135A-1800 | 1.50 | 48.140 |
| | | N4 | 42.91 | 39.30 | 39.30 | 40.53 | | | |
| EP 2 - 1 | N4 | | 42.91 | 39.30 | 39.30 | 40.48 | 135A-1800 | 1.50 | 24.600 |
| | | N5 | 42.96 | 38.93 | 38.93 | 40.11 | | | |

Le tronçon est aménagé en conduite circulaire en béton armé. La conduite commence avec un diamètre de 1500 mm et une pente variant de 6 % à 5 % en raison de la topographie accidentée. Ensuite, le diamètre de la conduite augmente à 1800 mm avec une pente constante de 1,5 %. Cette configuration permet d'adapter la conduite aux variations du terrain et d'assurer un écoulement optimal des eaux.

V.5.1.1 Résultats de la simulation par Covadis

Cette partie expose les résultats obtenus grâce à l'analyse des données avec le logiciel Covadis. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : présentation des débits et les sections pour la conduite du l'oued 3

| Tronçon | Débit (m³/s) | V (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque | | | | | V Qps/10 (m/s) | Pleine section | |
|-----------|--------------|---------|--|------|------|--------|---------|----------------|----------------|------------|
| | | | r Q | r V | r H | H (mm) | V (m/s) | | Vps (m/s) | Qps (m³/s) |
| N1 - N2 | 3.80 | 4.84 | 0.55 | 1.02 | 0.53 | 531.0 | 8.96 | 4.81 | 8.75 | 6.87 |
| N2 - N3 | 3.80 | 4.84 | 0.58 | 1.03 | 0.55 | 546.0 | 8.67 | 4.61 | 8.38 | 6.58 |
| N3 - N4 | 3.80 | 4.84 | 0.58 | 1.03 | 0.55 | 546.0 | 8.67 | 4.61 | 8.38 | 6.58 |
| N4 - N5 | 3.80 | 4.84 | 0.68 | 1.07 | 0.60 | 604.0 | 7.66 | 3.93 | 7.14 | 5.61 |
| N5 - N6 | 3.80 | 4.84 | 0.68 | 1.07 | 0.60 | 604.0 | 7.66 | 3.93 | 7.14 | 5.61 |
| N6 - N7 | 3.80 | 2.47 | 0.78 | 1.11 | 0.67 | 932.0 | 3.50 | 1.74 | 3.16 | 4.87 |
| N7 - N8 | 3.80 | 2.47 | 0.78 | 1.11 | 0.67 | 932.0 | 3.50 | 1.74 | 3.16 | 4.87 |
| N8 - N9 | 3.80 | 2.47 | 0.78 | 1.11 | 0.67 | 932.0 | 3.50 | 1.74 | 3.16 | 4.87 |
| N9 - N10 | 3.80 | 2.47 | 0.78 | 1.11 | 0.67 | 932.0 | 3.50 | 1.74 | 3.16 | 4.87 |
| N10 - N11 | 3.80 | 2.47 | 0.78 | 1.11 | 0.67 | 932.0 | 3.50 | 1.74 | 3.16 | 4.87 |
| N11 - N12 | 3.80 | 2.47 | 0.78 | 1.11 | 0.67 | 932.0 | 3.50 | 1.74 | 3.16 | 4.87 |

Les résultats de l'Oued 4 sont présentés ci-dessous.

Tableau V.16: présentation des débits et les sections pour la conduite du l'oued 4

| Tronçon | Débit (m ³ /s) | V (m/s) | Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5 | | | | | V Qps/10 (m/s) | Pleine section | |
|---------|---------------------------|---------|---|------|------|--------|---------|----------------|----------------|-------------------------|
| | | | r Q | r V | r H | H (mm) | V (m/s) | | Vps (m/s) | Qps (m ³ /s) |
| N1 - N2 | 12.60 | 7.13 | 0.65 | 1.06 | 0.59 | 881.00 | 11.66 | 6.04 | 10.98 | 19.40 |
| N2 - N3 | 12.60 | 7.13 | 0.62 | 1.05 | 0.57 | 857.00 | 12.06 | 6.31 | 11.46 | 20.26 |
| N3 - N4 | 12.60 | 4.95 | 0.82 | 1.11 | 0.69 | 1235 | 6.77 | 3.34 | 6.07 | 15.46 |
| N4 - N5 | 12.60 | 4.95 | 0.76 | 1.10 | 0.66 | 1181 | 7.13 | 3.56 | 6.47 | 16.47 |

- Q calculé est le débit du bassins versants.
- Le diamètre théorique est calculé à partir de la formule de Manning-Strickler
- $V = (Q / S)$ est le rapport (débit calculé / section du collecteur).
- r_Q est le rapport des débits (Q calculé / Q pleine section).
- r_V et r_H sont déduits de r_Q par l'abaque Ab.5(sur Covadis) de l'Instruction Technique.
- H calculée (= $r_H * \text{diamètre}$) est la hauteur de remplissage (en mm) dans la canalisation.
- V calculée (= $r_V * V_{ps}$) est la vitesse en régime uniforme (m/s).
- La vérification des contraintes de vitesses teste si ($V_{\text{mini}} \leq V \text{ calculée} \leq V_{\text{maxi}}$)
- V_{ps} est la vitesse à pleine section (calculée par la formule de Manning-Strickler).
- $Q_{ps} = (V_{ps} * S)$ est le débit à pleine section.

V.6 Carte de profondeur d'eau après aménagement

Les figures suivantes présentent la carte de profondeur d'eau générée par RAS-Mapper.



Figure V.13: carte de profondeur d'eau après aménagement de l'oued Abed

La carte de profondeur indique que les variante d'aménagement assurent la protection de notre zone (est de la ville) contre les inondations



Figure V.14 : carte de profondeur après aménagement pour l'oued champs plein

La carte de profondeur d'eau montre que les variantes d'aménagement choisies garantissent la protection de notre zone (ouest de la ville) contre les risques d'inondation.

Conclusion :

Dans ce chapitre, trois options d'aménagement ont été proposées pour protéger les zones urbaines de l'Oued Abed et de Champs Plein contre les inondations. Une analyse technique, économique et écologique a été menée afin de sélectionner l'option la plus avantageuse.

L'aménagement retenu est une solution mixte, incluant la mise en place des canaux en gabions dans les zones urbanisées, des conduites enterrées en béton dans les zones à forte densité d'urbanisation, ainsi qu'un canal en béton en amont de l'agglomération. Une simulation hydraulique a été réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS pour évaluer l'efficacité de ces aménagements.

CHAPITRE VI :

organisation du chantier

Introduction

Les installations sur le chantier sont des structures temporaires, installées dans des espaces définitifs ou temporaires, qui servent à accueillir les travailleurs, les équipements et les matériaux indispensables à la construction d'une structure.

L'installation des chantiers vise à :

- **Ordonner le chantier :**

- Gain de temps ;
- Prévenez les pertes (matériels) et les doubles utilisations (matériels).
- Améliore la sécurité : humaine + matériel et Améliore la qualité.

- **Positionner les éléments :**

- Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier ;
- Bien positionner les livraisons ;
- Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

La mise en place de ces constructions peut présenter de grands défis. Peu importe les obstacles rencontrés, une connaissance précise de l'organisation du chantier est essentielle. Afin d'atteindre ces objectifs, il est essentiel de :

- Identifier de façon précise les techniques d'exécution, ainsi que les procédures pour mettre en place des techniques de construction modernes à haute performance.
- Optimiser la répartition et la coordination des tâches en embauchant une équipe spécialisée.
- Mettre en place une organisation appropriée des postes de travail, en stabilisant les processus pour lesquels une mécanisation sophistiquée est mise en place.
- Assurer une détermination précise de la quantité et de la qualité de la main-d'œuvre à utiliser, car Le prix de revient dépend fortement du coût de la main-d'œuvre.

VI.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

VI.1.1 Le maître de l'ouvrage « MOA » :

L'ouvrage est construit pour une personne morale ou physique, appelée maître d'ouvrage. En tant que chef de file de l'ouvrage, il assume dans ce rôle une fonction d'intérêt général dont il ne peut se défaire. Il lui incombe, après avoir vérifié la faisabilité et l'opportunité de l'opération envisagée, de déterminer sa localisation, de définir son programme, de fixer l'enveloppe financière prévisionnelle, de garantir son financement, de sélectionner le processus de réalisation

de l'ouvrage et de conclure, avec le maître d'œuvre et les entrepreneurs qu'il sélectionne, les contrats concernant les études et l'exécution des travaux.

Dans cette optique, il est essentiel que le MOA possède toutes les compétences requises pour définir, concevoir et réaliser efficacement son opération de travaux (Benoit & Gülseren, 2021).

Le maître d'ouvrage, dans le cas d'un ouvrage, est souvent chargé de l'interprétation de toutes les étapes, depuis le début de la construction jusqu'à la fin de la phase de mise en eau, y compris la gestion du processus de la première mise en eau.

VI.1.2 Le maître d'œuvre « MOE » :

Le maître d'ouvrage (MOE) désigne la personne physique ou morale sélectionnée par le contractant. Dans cette optique, il sera chargé de développer ou de rénover un bâtiment ou une infrastructure conforme au programme du maître d'ouvrage, et il veillera à ce que cette conception soit respectée lors de la réalisation de l'ouvrage et à la bonne exécution des travaux conformément aux normes en vigueur. La responsabilité de la maîtrise d'œuvre est souvent différente de celle qui est attribuée aux responsables des marchés de travaux (Benoit & Gülseren, 2021).

VI.1.3 L'entrepreneur :

Personnalité physique ou morale qui a signé un contrat de travaux avec le maître d'ouvrage et qui est responsable de la réalisation des travaux et, parfois, de la conception approfondie des ouvrages. Le chantier et l'ouvrage en cours de construction sont sous la responsabilité de l'entrepreneur jusqu'à ce qu'ils soient réceptionnés.

VI.2 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Le quantitatif du projet comprend les éléments suivants :

- 1- Matelas Reno pour le lit de l'oued et le gabionnage pour les berges ;
- 2- Le bétonnage pour le lit de l'oued et berge ;
- 3- Utilisation de terre végétale pour la plantation d'arbres stabilisateurs des sols, offrant ainsi un aménagement attractif ;
- 4- Création d'accès avec une piste goudronnée tout au long du canal aménagé ;
- 5- Aménagement d'un espace pavé pour les riverains ;
- 6- Réalisation de galeries ;

VI.2.1 Volume des travaux

Avant de procéder à l'aménagement sur HEC-RAS, il est crucial de réaliser les profils types et d'estimer les volumes de matériaux nécessaires en utilisant Covadis. La première étape consiste à tracer l'axe du cours d'eau à partir des relevés topographiques disponibles. Ensuite, les profils types sont élaborés en combinant cet axe avec les caractéristiques géométriques souhaitées, telles que la largeur, la profondeur et la pente des berges, tout en intégrant les solutions de revêtement comme les matelas Reno, les gabions et le béton.

Une fois les profils types définis, la ligne de projet est dessinée en suivant l'axe du cours d'eau et ajustée pour respecter les contraintes locales et les objectifs du projet. Les outils de calcul de Covadis sont ensuite utilisés pour estimer les volumes de matériaux nécessaires. Covadis permet de calculer le volume de terrassement, de béton à couler, de gabions à installer, de géotextile à poser et ainsi que tous les autres matériaux intégrés dans les profils types. Cette méthode permet d'obtenir une estimation précise des quantités de matériaux à utiliser, garantissant ainsi une planification rigoureuse avant de passer à l'aménagement sur HEC-RAS.

Pour obtenir une estimation du coût de réalisation de notre projet, le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des calculs quantitatifs et estimatifs des différents matériaux utilisés dans notre étude.

Tableau VI.2 : Devis quantitatif et estimatif du projet

| Travaux | | Unité | Quantité m ³ | Prix unitaire (DA) | Montant (DA) |
|------------------------------|-----------------------------|------------------|----------------------------|-----------------------|-----------------|
| Terrassement | Déblai | m ³ | 4175 | 250.00 | 1 043 750.00 |
| | Remblai | m ³ | 204 | 700.00 | 142 800.00 |
| Canal en Gabion | Gabion | cage 1*1*2 | 2559 | 5 000.00 | 12 795 000.00 |
| | Matelas Reno | Cage 10*5*0.3 | 342 | 5 000.00 | 1 710 000.00 |
| | Géotextile | m ² | 1629 | 13 000.00 | 21 177 000.00 |
| Canal en béton | Béton | m ³ | 209 | 32 000.00 | 6 688 000.00 |
| | Béton de propreté | m ³ | 58 | 8 000.00 | 464 000.00 |
| | Pavé | m ³ | 122 | 600.00 | 73 200.00 |
| | Bitume | m ³ | 243 | 670.00 | 162 810.00 |
| | Terre végétal | m ³ | 122 | 3 175.00 | 387 350.00 |
| Conduite en béton 2m*2m | Terrassement fouille | m ³ | 2199 | 800.00 | 3 091 200.00 |
| | Remblai de la tranché | m ³ | 496 | 350.00 | 9 878 750.00 |
| | Dalot | ml | 108 | 139 230.00 | 36 339 030.00 |
| | Réalisation d'un regard | ml | 11 | 500 000.00 | 5 500 000.00 |
| Conduite en béton 2.5m*2m | Terrassement fouille | m ³ | 8231 | 800.00 | 6 584 800.00 |
| | Remblai de la tranchée | m ³ | 3272 | 350.00 | 1 145 200.00 |
| | Dalot | ml | 261 | 144 000.00 | 37584000.00 |
| | Réalisations d'un regard | ml | 18 | 500 000.00 | 22 000 000.00 |
| Ouvrage de réception | | U | 2 | 1 500 000.00 | 3 000 000.00 |
| Ouvrage de rejet | | U | 2 | 800 000.00 | 1 600 000.00 |
| Chantier | | U | 1 | 1 000 000.00 | 1 000 000.00 |
| TERASSEMENT DES CONDUITES | Déblais | m ³ | 2795 | 800.00 | 2 236 000.00 |
| | REMBLAI | m ³ | 3374 | 350.00 | 1 180 900.00 |
| Conduite Φ 1200 | Tuyaux | U | 56 | 27 539.00 | 1 542 184.00 |
| Conduite Φ 1500 | Tuyaux | U | 128 | 39 748.00 | 5 087 744.00 |
| Conduite Φ 1800 | Tuyaux | U | 35 | 51 113.00 | 1 788 955.00 |
| REGARD | | U | 17 | 25 788.00 | 438 396.00 |
| Montant en HT | | | | | 184 641 069.00 |
| TVA19% | | | | | 35 081 803.00 |
| Montant en TTC | | | | | 219 722 872.00 |

Le montant total du projet revient : **Deux cent dix-neuf millions sept cent vingt-deux mille huit cent soixante-douze dinars algériens**

VI.3 Planification de projet :

C'est l'activité de repérage, d'organisation et de planification des diverses tâches d'un projet, ainsi que de détermination des compétences nécessaires pour les réaliser. Autrement dit, c'est un moyen que le responsable de projet emploie afin d'améliorer son efficacité opérationnelle. Les buts du planning incluent : La mise en place des postes de travail.

- Observation en temps réel des opérations.
- L'étude des diverses responsabilités impliquées.
- La détermination du temps requis pour les réaliser (chronométrage).
- La recherche de solutions pour rendre les méthodes de travail plus simples.

VI.3.1 Étapes de la planification :

La planification consiste à orienter la mise en œuvre des travaux, et elle comprend les étapes suivantes :

- **Collecte d'informations** : Cette phase consiste à regrouper et analyser les données obtenues grâce à des études comparatives, ce qui facilite l'utilisation efficace du plan de réalisation de notre projet.
- **Décomposition du projet** : Le projet se divise en différentes tâches, à chacune desquelles on assigne un responsable, des exigences en équipements et une durée de réalisation en fonction du rythme de travail de chaque engin ou équipe.
- **Relations entre les tâches** : Deux types de relations entre les tâches sont indispensables lors de la mise en œuvre du projet. La première fonctionne selon une logique séquentielle, où une tâche doit être réalisée avant que la suivante puisse débiter. La seconde est fondée sur des préférences, où certaines tâches peuvent être réalisées simultanément ou dans un ordre particulier.
- **Choix de la méthode de calcul** : La méthode de calcul est principalement déterminée par le type d'ouvrage à construire. Lorsqu'il y a une succession d'opérations, comme dans notre cas, la méthode du CPM (Critical Path Method) est souvent privilégiée.

VI.3.2 Plannings des travaux :

Il existe trois types de plan de travail :

1. **Plan de travail au plus tôt** : Dans cette situation, toutes les opérations débutent dès leur début le plus tôt possible. Les entreprises choisissent ce genre de calendrier lorsque leurs ressources sont élevées et qu'elles sont occupées par plusieurs projets en même temps.
2. **Plan de travail au plus tard** : La date de début de toutes les opérations est la plus tardive. Il n'y a pas de retard dans les tâches, ce qui en fait une option privilégiée par les entreprises lorsqu'elles ont des ressources limitées, ce qui le rend plus économique.
3. **Plan de travail intermédiaire** : Dans cette configuration de planning, les opérations commencent à une date intermédiaire, située entre la date la plus tôt et la date la plus tard. Ce genre de plan est choisi par les entreprises lorsque leurs ressources sont suffisamment nombreuses et qu'elles se concentrent sur un seul projet, ce qui permet d'optimiser l'utilisation de leurs ressources.

VI.3.3 Techniques de la planification :

Deux approches principales de planification existent :

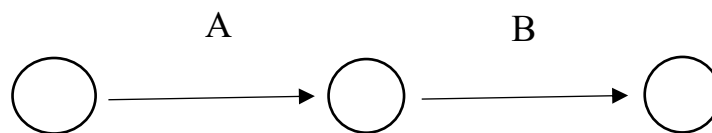
- **Méthodes basées sur le réseau** : Le CPM (Critical Path Method) et le PERT (Program Evaluation and Review Technique) sont des méthodes de planification qui utilisent des réseaux de tâches et d'événements afin de représenter et de gérer les projets. Elles se focalisent sur l'identification des ensembles de tâches essentiels qui impactent la durée globale du projet.
- **Méthodes basées sur le graphique** : Ces techniques, telles que le diagramme de Gantt, font appel à des graphiques afin de visualiser les tâches et leur ordre de temps. Les diagrammes de Gantt conviennent mieux à suivre l'évolution du projet au fil du temps, mais ils fournissent moins d'informations sur les liens entre les tâches que les méthodes basées sur le réseau.
- **Méthodes basées sur le réseau** : Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet de voir les liens entre les opérations successives, simultanées ou convergentes et les temps de réalisation. Il y a principalement deux catégories de réseaux :

1. **Réseau à nœuds** : Dans un réseau à nœuds, chaque nœud symbolise une opération ou une étape du processus, tandis que les flèches (ou arêtes) représentent la séquence ou le flux d'information entre ces opérations. Les directions des flèches peuvent indiquer l'ordre dans lequel les opérations sont réalisées. Cela offre une représentation visuelle et une compréhension de la façon dont les différentes étapes d'un processus interagissent entre elles.



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

2. **Réseau à flèches** : Dans un réseau à flèches, l'opération est représentée par une flèche, et la succession des opérations est symbolisée par des nœuds.



- L'opération A est antérieure à l'opération B.

Il convient de noter que le graphique ne peut être réalisé sans l'utilisation du réseau, car le réseau n'est qu'un outil de calcul qui nous permet d'obtenir des résultats en réponse à des questions particulières. Le graphique correspond à une interprétation des données provenant du réseau et de ses résultats, ce qui facilite la lecture et la compréhension de ces informations.

VI.3.4 Construction du réseau

Pour élaborer le réseau, il est nécessaire de réaliser les six étapes fondamentales suivantes :

- ✓ **Établissement d'une liste des tâches** : Durant cette étape, il est nécessaire de dresser une liste exhaustive de toutes les tâches requises pour réaliser le projet. La description de chaque tâche doit être précise et comprendre des éléments tels que la durée prévue, les ressources nécessaires, les dépendances et les responsabilités.

- ✓ **Détermination des tâches antérieures** : Une fois que la liste des tâches a été établie, il est primordial de déterminer les liens entre ces tâches. Une partie d'entre elles doit être terminée avant que les autres ne puissent commencer, ce qui établit un ordre logique pour leur réalisation.
- ✓ **Construction des graphes partiels** : L'objectif de cette étape est de réaliser des graphes partiels, aussi connus sous le nom de diagrammes de réseau, afin de visualiser les liens entre les différentes tâches. Les diagrammes de Gantt et les graphes PERT sont les deux types de graphes les plus fréquemment employés.
- ✓ **Regroupement des graphes partiels** : Si le projet comporte plusieurs sous-projets ou domaines de travail distincts, vous pouvez regrouper les graphes partiels pour former un plan global du projet. Cela permet de mieux visualiser la structure d'ensemble.
- ✓ **Détermination des tâches de début et de fin de l'ouvrage** : Identifiez les activités qui marquent le commencement et la fin du projet. La tâche de début est communément désignée comme la « tâche de début du projet », tandis que la tâche de fin est la « tâche de fin du projet ». Souvent, ces tâches sont des étapes cruciales pour surveiller l'avancement du projet.
- ✓ **Construction du réseau** : À ce stade, on rassemble tous les éléments précédents pour constituer un réseau de projet complet. Ce réseau met en lumière les liaisons entre les tâches, les échéances, les ressources requises et les jalons. Il représente généralement un outil visuel puissant pour la planification, le suivi et la gestion du projet.

VI.3.5 Différentes méthodes basées sur le réseau :

➤ **Méthode C.P.M {Critical Path Method} (Méthode française) :**

L'objectif de cette approche est de diminuer les délais de réalisation d'un projet en prenant en compte trois étapes distinctes :

- 1) **Première phase** : déterminer l'effectif requis pour accomplir la tâche en question.
- 2) **Deuxième phase** : analyser de manière systématique le réseau, en détaillant les activités heure par heure et jour par jour, en fonction de l'unité de temps choisie.
- 3) **Troisième phase** : ajuster le réseau en fonction des contraintes ou des conditions imposées par l'entreprise (Benlaoukli, 2004).

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

Autrement dit, la méthode d'organisation des tâches et de contrôle des programmes est une approche qui implique de structurer un réseau de tâches dont la séquence et les interdépendances contribuent toutes à la réalisation d'un produit fini.

VI.3.5.1 Méthodes basées sur le graphique :

1) Méthode linéaire (Line of Balance technique) :

Cette approche convient à la planification de projets de construction où les tâches sont récurrentes, c'est-à-dire que les mêmes activités ou opérations sont effectuées de manière similaire à plusieurs reprises. Elle est particulièrement performante pour les grandes constructions, comme les chantiers de construction de bâtiments identiques ou de structures linéaires telles que les routes et les voies ferrées.

2) Méthode à barres :

Cette technique implique la création de deux réseaux et d'un diagramme à barres (plan de travail). Elle permet de visualiser les dépendances entre les tâches et de déterminer la séquence dans laquelle elles doivent être exécutées. Cela facilite la gestion du projet en fournissant une vue d'ensemble des activités et de leur chronologie.

➤ Choix de la méthode de calcul :

La méthode de calcul est essentiellement déterminée par le type d'ouvrage en cours de réalisation. Si les opérations suivent une séquence particulière, comme c'est le cas dans notre cas, il est recommandé de choisir la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) (Benlaoukli, 2020).

VI.3.5.2 Méthode de calcul de P.E.R.T :

➤ Les paramètres de la méthode P.E.R.T :

Dans l'exécution de la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical), les paramètres essentiels à prendre en compte sont les suivants :

- **DCP** (Date de début au plus tôt - Early Start) : Il s'agit de la date la plus tôt à laquelle une tâche peut commencer, en tenant compte des dépendances et des contraintes du projet.
- **Tr** (Temps de réalisation) : C'est le temps estimé pour accomplir une tâche spécifique.
- **DFP** (Date de fin au plus tôt - Early Finish) : C'est la date la plus tôt à laquelle une tâche peut être achevée, basée sur les contraintes du projet.
- **DCPP** (Date de début au plus tard - Late Start) : C'est la date la plus tard à laquelle une tâche peut commencer sans affecter le calendrier global du projet.
- **DFPP** (Date de fin au plus tard - Late Finish) : C'est la date la plus tard à laquelle une tâche peut être achevée sans affecter le calendrier global du projet.
- **MT** (Marge Totale) : La marge totale représente la quantité de temps supplémentaire disponible pour une tâche sans affecter le chemin critique du projet. C'est la différence entre la date de début au plus tôt (DCP) et la date de début au plus tard (DCPP), ou entre la date de fin au plus tôt (DFP) et la date de fin au plus tard (DFPP).

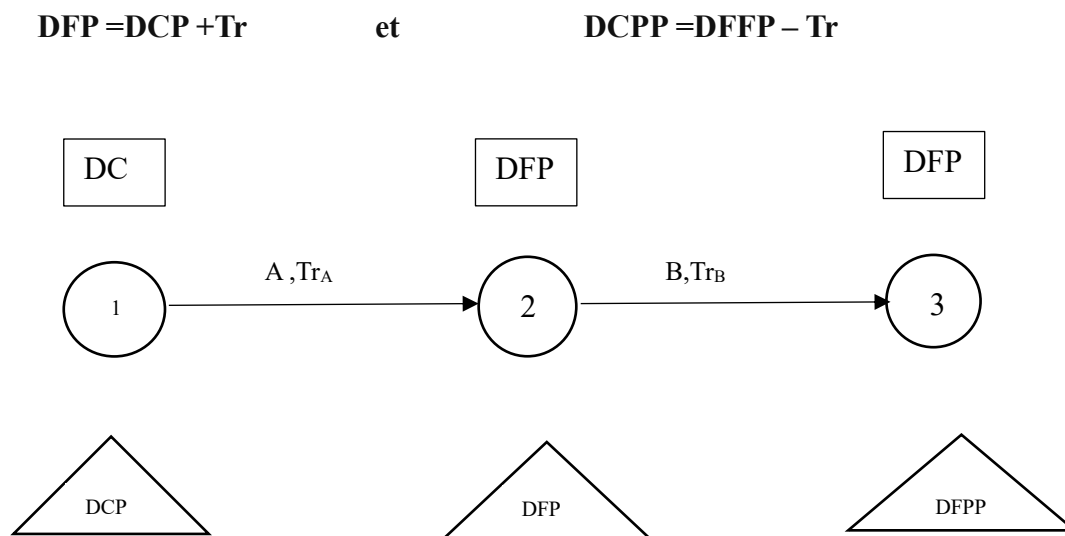


Figure VI.1 : Schéma représentatif de la méthode de PERT.

VI.3.5.3 Chemin critique (C.C) :

Le chemin critique correspond à la série d'opérations dont la durée totale du projet (DTR) est établie, et ces opérations sont marquées par une marge totale nulle (0).

Afin de repérer un chemin ccritique, il est nécessaire de vérifier deux conditions essentielles :

- 1- Il est nécessaire que la marge totale (MT) de chaque opération sur cette route soit nulle ($MT = 0$) ;
- 2- La durée totale du projet (DTP) doit être égale à la somme des durées de ces opérations.

VI.3.5.4 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, fréquemment employé dans le domaine de la gestion de projet, est l'un des outils les plus performants pour décrire visuellement l'avancement des diverses activités ou tâches qui constituent un projet. Le diagramme présente une liste de toutes les tâches à effectuer sur le côté gauche, tandis que l'en-tête du diagramme représente les unités de temps les plus appropriées au projet, comme les jours, les semaines ou les mois, etc. Toutes les tâches sont représentées par une barre horizontale dont la position et la longueur sont utilisées pour indiquer la date de début, la durée et la fin de chaque tâche. En un clin d'œil, ce schéma permet ainsi de voir :

- La séquence des tâches et leur dépendance.
- Les dates de début et de fin prévues pour chaque tâche.
- La durée de chaque tâche.
- Les chevauchements ou les lacunes entre les tâches.
- L'état d'avancement actuel du projet, en comparant les dates planifiées aux dates réelles.

D'une manière générale, le diagramme de Gantt propose une vision globale et claire de la planification du projet, ce qui simplifie la gestion et le suivi de son étape.

La méthode du PERT est une approche de planification qui vise à diminuer le temps et les dépenses liés à la réalisation de projets, tout en améliorant le rendement du travail. Pour mettre

en place le réseau, il est nécessaire de définir tout d'abord les différentes tâches des travaux.

Calcul de la durée nécessaire pour effectuer les travaux :

La liste des tâches est illustrée ci-dessous :

Tableau VI.2 : Symboles des opérations et leurs durées de réalisation.

| Notation | Opération | Durée |
|----------|-------------------------------------|-------|
| A | Installation du chantier | 15 |
| B | Terrassement tronçon a (gabion) | 20 |
| C | Compactage tronçon a (gabion) | 10 |
| D | Terrassement en tranchée A (dalot) | 50 |
| E | Blindage en tranché A (dalot) | 30 |
| F | Terrassement tronçon B (béton) | 15 |
| G | Compactage tronçon B (béton) | 10 |
| H | Terrassement tronçon C (gabion) | 25 |
| I | Compactage tronçon C (gabion) | 15 |
| J | Terrassement en tranché D(dalot) | 30 |
| K | Blindage en tranché D | 15 |
| L | Pose de géotextile tronçon a | 10 |
| M | Pose de géotextile tronçon C | 10 |
| N | Pose de lit du béton de propreté | 20 |
| O | Pose lit de sable tronçon A | 20 |
| O1 | Pose lit de sable tronçon C | 15 |
| P | Bétonnage | 50 |
| Q | Gabionnage tronçon a | 65 |
| Q1 | Gabionnage tronçon C | 55 |
| R | Pose des dalots tronçon A | 60 |
| R1 | Pose des dalots tronçon D | 45 |
| S | Travaux de finition tronçon a, A | 20 |
| S1 | Travaux de finition tronçon B, C, D | 20 |
| T | Clôture | 1 |

Voici le schéma du réseau P.E.R.T pour le projet :

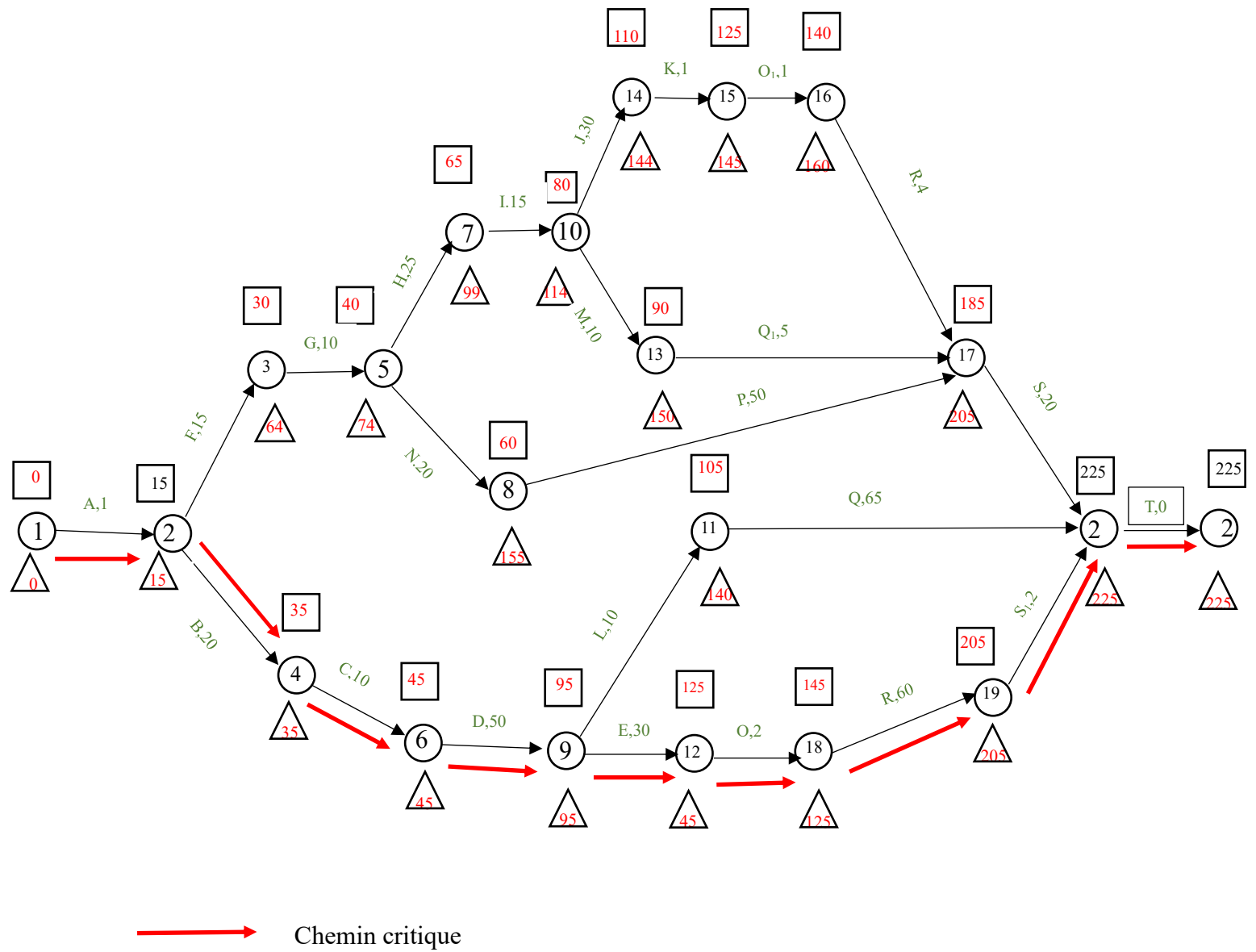


Figure VI.2: Réseau P.E.R.T du projet

Illustration suivante présente le diagramme de GANTT :

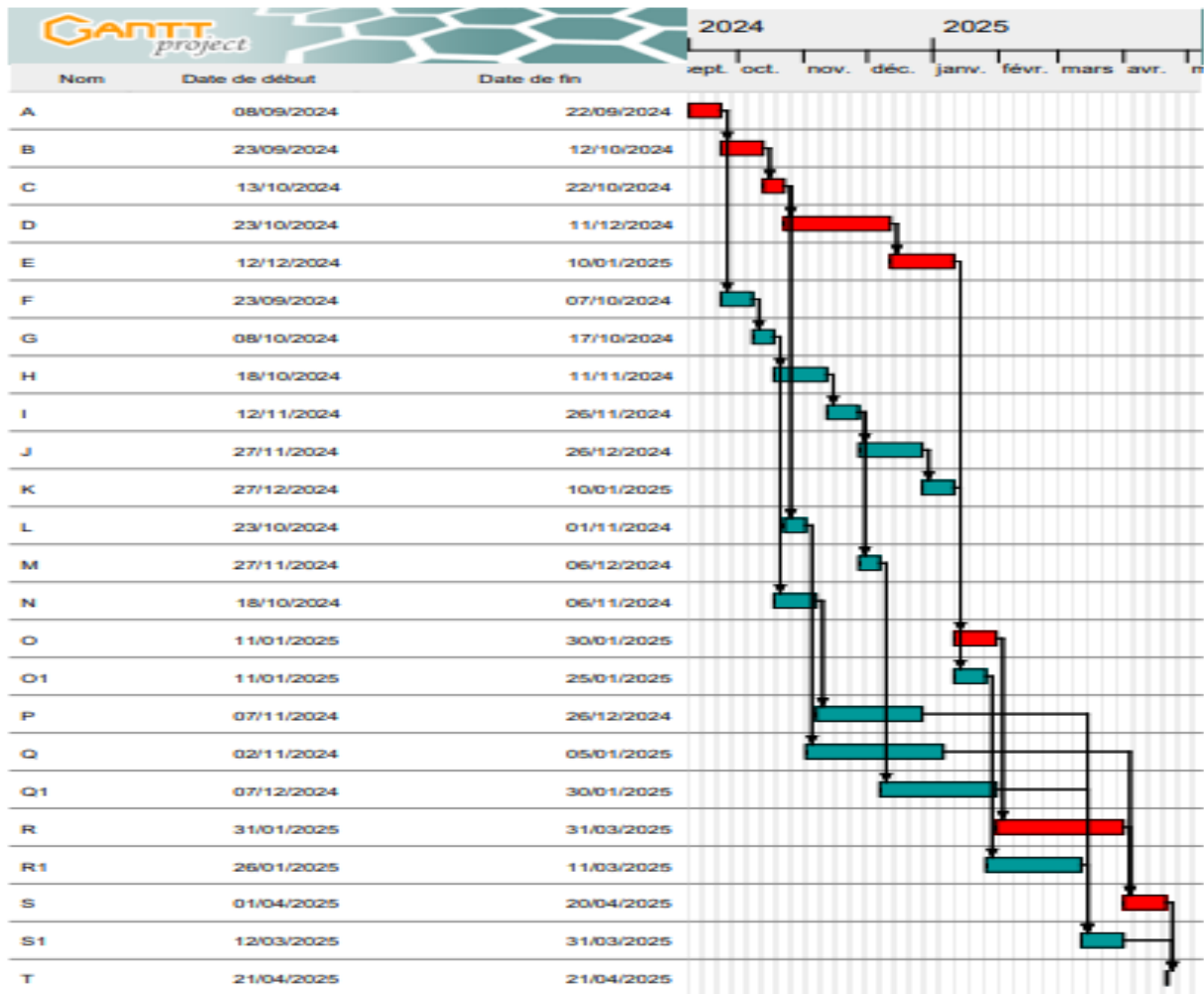


Figure VI.3 : Diagramme de GANTT du projet

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons détaillé le devis quantitatif et estimatif ainsi que l’organisation du chantier pour l’aménagement de l’oued Abed, champs pleins et les deux petits cours d’eau situés en ville. L’objectif est de garantir des conditions de sécurité optimales, tout en respectant les délais d’exécution, les coûts et la qualité des travaux.

Le coût total du projet est estimé à 219 722 872,00 DA, avec un délai d’exécution de 225 jours.

CHAPITRE VII :
Protection et sécurité de
travail

INTRODUCTION

Chaque année, environ 2,78 millions de travailleurs meurent d'accidents ou de maladies professionnelles, et 374 millions sont blessés (OIT, 2021). Les accidents varient selon les types de personnel, avec une plus grande incidence chez les travailleurs temporaires et précaires (MEN, 2022).

Ces incidents résultent souvent de lacunes dans les systèmes de sécurité au travail, telles qu'une législation insuffisante et un contrôle réglementaire limité. Pour prévenir ces accidents, il est crucial que les employeurs et les employés collaborent étroitement à travers des initiatives de santé et de sécurité intégrant divers domaines comme la médecine du travail et la sécurité des machines. Cette coopération aide non seulement à réduire les accidents, mais protège aussi les responsables des chantiers en cas de manquements aux normes de sécurité.

VII.1 Les raisons des accidents survenant lors de la phase de construction

La prise en compte des accidents du travail est une étape cruciale de la démarche de prévention, même si elle intervient après. L'étude d'un accident du travail consiste à déterminer les raisons de sa survenue et à mettre en place les mesures correctives adéquates afin d'éviter sa répétition.

VII.1.1 Facteur lié aux équipements

Le facteur matériel englobe les conditions dangereuses susceptibles de se modifier au cours du travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle peuvent résulter de plusieurs éléments

- De la profession en général, et du poste de travail en particulier.
- De la nature et de la forme des matériaux utilisés.
- Des outils et machines employés : leur implantation, entretien, etc.
- De l'exécution du travail : éclairage, conditions climatiques, etc.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, dispositifs de protection, etc.

VII.1.2 Facteur humain

À la différence des conditions dangereuses, qui peuvent être identifiées de manière technique et pratique, les comportements à risque sur le lieu de travail sont liés à des facteurs humains et peuvent parfois nécessiter l'intervention de psychologues spécialisés. Certaines de ces actions à risque proviennent de réactions psychologiques difficiles à prévoir, car chaque personne est unique et peut réagir différemment en fonction des situations ou de son état émotionnel.

VII.2 Les mesures de prévention contre les accidents du travail

L'employeur est tenu par le Code du travail de mettre en œuvre les mesures de prévention suivantes :

- Mise en place de mesures visant à prévenir les dangers liés au travail.
- Projets d'information et de formation des employés.
- Organisation adéquate et mise en œuvre de ressources adéquates.

Il est nécessaire que l'employeur adapte ces mesures de prévention en fonction des changements dans son entreprise. Si ces obligations sont violées, il est possible d'engager la responsabilité civile ou pénale de l'employeur.

Les 9 principes essentiels de prévention sont résumés comme suit :

- Éliminer les dangers ou réduire l'exposition des employés aux risques potentiels permet d'éviter les risques.
- Étudier les risques afin de déterminer la gravité des risques et mettre en place des mesures de prévention appropriées.
- Il est essentiel de prendre en compte les risques dès leur origine en les prévenant et en les éliminant dès la conception des postes de travail, des équipements et des méthodes de production.
- Adapter le travail à chaque individu, en prenant en considération les caractéristiques de chaque individu, dans le but de réduire les dangers pour leur santé.
- Effectuer des ajustements constants des mesures de prévention en fonction des progrès technologiques au sein de l'entreprise.
- Il est recommandé de substituer les éléments dangereux par des solutions alternatives moins risquées ou sans danger.
- Effectuez une approche globale en incluant la prévention en prenant en considération les risques sociaux et environnementaux, ainsi que les conditions de travail, les aspects techniques et l'organisation du travail.
- Il est préférable d'opter pour des mesures de protection collective plutôt que des mesures individuelles afin d'optimiser l'efficacité de la prévention.
- Afin de favoriser une culture de sécurité dès le début de leur carrière, il est essentiel de garantir une communication efficace en informant et formant les employés dès leur intégration sur les risques potentiels et les mesures de prévention.

VII.3 Les dispositifs de protection

VII.3.1 Individuel

Le port des équipements de protection individuelle est une mesure préventive essentielle pour prévenir de nombreux accidents impliquant la tête, les mains, les pieds, les yeux, et autres parties du corps.

➤ Pour les yeux

Les risques incluent les projections de particules métalliques, la poussière, les projectiles et les rayonnements.

Éviter de porter des lunettes de protection, des masques de soudage, des écrans de protection pour la peau, des visières-écrans.



Figure VII.1 : Équipements de protection individuelle des yeux (a : Lunette de protection, b : Écran facial et c : visières-écrans)

➤ Pour la tête et le cou

Risque de blessures causées par des objets tombants ou projetés, chocs à la tête, accroche des cheveux dans les machines, ainsi que les intempéries ou les températures extrêmes.

Utiliser des casques de sécurité, des casquettes antichocs, des filets à cheveux, des guimpes ou des foulards adaptés pendant les travaux de soudure.



Figure VII.2 : Équipements de protection individuelle de la tête et le cou (a : Casque de sécurité ,b : Casquette de protection et c : Cache-cou – Pare)

➤ **Pour les oreilles**

Les dangers incluent le bruit. Le bruit et la durée d'exposition sont associés ; cependant, des bruits très forts (haut niveau sonore) sont également dangereux, même si l'exposition est de courte durée.

Utiliser des bouchons d'oreilles, des casques de protection auditive, des embouts semiauraux, des tampons auriculaires moulés.



Figure VII.3: Les protection auditives (a : Bouchons d'oreilles, b : Casque antibruit et c : Tampons auriculaires moulés)

➤ **Pour les mains et les bras**

Les risques incluent des éraflures, des coupures et des perforations, des chocs, des produits chimiques, des chocs électriques, des températures extrêmes et du rayonnement, ainsi qu'une immersion prolongée dans l'eau.

Porter des gants, des gants avec manchettes, des gantelets et des manchons couvrant une partie ou l'intégralité du bras.

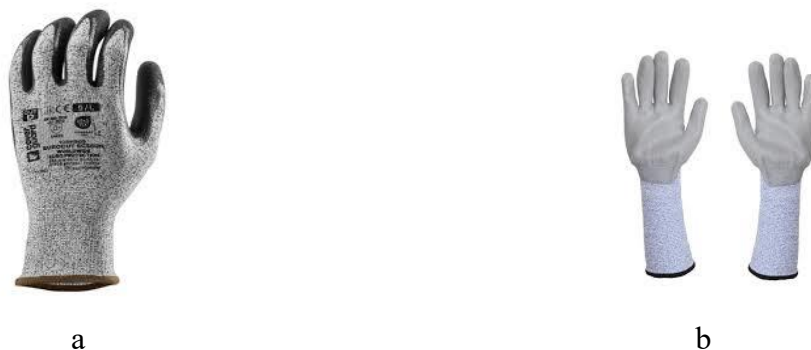


Figure VII.4 : Équipements de protection individuelle des mains et des bras (a : Gants anti-coupures et b : Manchette anti-coupure et chaleur)

➤ **Pour les pieds et les jambes**

Les risques comprennent des conditions humides, froides ou chaudes, une accumulation d'électrostatique, des glissades, des coupures et des perforations, des chutes d'objets, des

charges lourdes, des éclaboussures de produits chimiques, des projections de particules métalliques et des véhicules.

Opter pour des bottes et des chaussures de sécurité à bouts renforcés et résistantes à la pénétration, des bottes à semelle intermédiaire, des chaussures spéciales (bottes de fonderie, bottes de tronçonneuse).



Figure VII.5 : Équipements de protection individuelle des pieds (a : Chaussure du chantier , b : Boute du chantier et c : Boute de sécurité (soudure, fonderie)).

➤ Pour les poumons

Dangers : Poussières, gaz, vapeurs, atmosphère pauvre en oxygène

Utiliser un équipement de protection respiratoire :

- D'autres respirateurs ont pour objectif de purifier l'air ambiant en filtrant les polluants, que ce soit des masques simples, des respirateurs filtrants ou des modèles à ventilation assistée.
- Il est important que l'utilisateur s'assure que l'équipement de protection respiratoire s'ajuste correctement, surtout lorsqu'il s'agit d'un respirateur hermétique, tel qu'un masque filtrant, un demi-masque ou un masque respiratoire complet.
- Des dispositifs respiratoires fournissant une source d'air respirable autonome existent également, comme les dispositifs à tuyaux d'air frais, à air comprimé, ainsi que les appareils respiratoires autonomes.



Figure VII.6: Equipements de protection respiratoire (a : Masque filtrant et b : Masque anti-poussière)

➤ **Pour l'ensemble du corps**

Les dangers comprennent l'insolation, la projection de particules métalliques, les pulvérisations causées par des fuites sous pression ou des pistolets pulvérisateurs, la présence de poussières contaminées, les chocs ou les pénétrations, ainsi que l'usure excessive ou l'enchevêtrement des vêtements.

Utiliser des salopettes conventionnelles ou jetables, des combinaisons de chaudière, des tabliers.



Figure VII.7: Equipements de protection corporelle (a : Salopette du travail ,b : Combinaison de chaudière et c : Tablier de soudure).

VII.3.2 La disposition du chantier et des postes de travail

L'ordre joue un rôle essentiel dans l'assurance de la sécurité sur le chantier. Ainsi, il est primordial de prendre les mesures suivantes :

- Éviter tout obstacle et maintenir les accès et les passages libres.
- Il est important de disposer les matériaux de manière adéquate pour éviter tout risque d'accident pendant le déplacement des travailleurs.

VII.3.3 Blindage

En ce qui concerne les blindages lors des travaux en tranchée, où le risque d'éboulement des parois est un risque permanent, il est essentiel de prendre des mesures pour éviter des accidents graves tels que l'écrasement ou l'asphyxie :

- Avant le début des travaux, les tranchées doivent être blindées. Il est interdit de descendre dans une tranchée non blindée, que ce soit pour poser les blindages ou pour effectuer les travaux.
- Il est nécessaire de maintenir un espace libre adéquat entre le bord de la tranchée et les matériaux, afin de garantir une marge de sécurité suffisante.

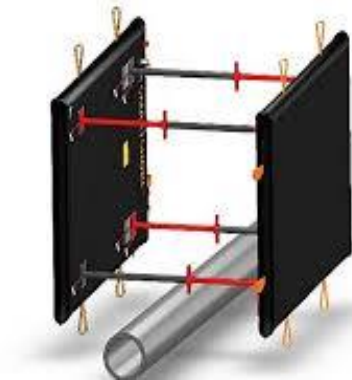


Figure VII.8 : Système du blindage

VII.3.4 Les mesures de prévention contre les incendies

Le choix d'un responsable de la protection contre les incendies et la mise en œuvre d'un système de gestion d'urgence sont essentiels. Il est crucial d'installer des équipements adéquats, de vérifier les extincteurs et de planifier des exercices d'évacuation. Il est également crucial de stocker correctement les déchets inflammables et de supprimer les objets inflammables des zones à risque afin de préserver la sécurité contre les incendies.

VII.4 Les travaux de terrassement

Chaque œuvre d'art est fondée sur le sol, ce qui nécessite une analyse approfondie des terrains qui l'appuient. Après avoir effectué cette analyse, on peut entamer la mise en place de l'ouvrage. Cela nécessite des fouilles, des tranchées et des excavations, communément désignées sous le nom de « déblais ». Dans le même temps, les remblais sont l'opération inverse, qui consiste à remplir un espace vide de terre.

Le terrassement présente des risques particuliers, principalement concentrés dans :

- Circulation des engins.
- Glissements de terrain.

- Rupture de canalisations souterraines.
- Utilisation d'explosifs.
- Risque de chute de matériel ou de personnel lors des excavations.
- Risque de chute de personnes, tant sur des surfaces planes qu'en hauteur, dû à des sols glissants ou encombrés.

- Machines entrant accidentellement en contact avec des lignes aériennes sous tension.
- Blessures causées par le mouvement des pièces d'une machine.
- Blessures traumatiques liées à la conduite d'engins.
- Collisions entre véhicules et engins de chantier.
- Accidents impliquant des machines entre elles.

Pour éviter ces risques, des mesures doivent être mises en place pendant la réalisation des travaux de terrassement.

a) Les machines et outils

- La manipulation et l'entretien des machines utilisées pour manipuler différents matériaux, ainsi que des équipements tels que les appareils de soudage, les grues, les excavatrices et autres équipements similaires, sont à la charge de personnes qualifiées, formées à cet effet. Il est primordial de suivre scrupuleusement les instructions d'utilisation et de maintenance.
- Avant toute opération de nettoyage ou de maintenance, il est impératif d'éteindre complètement toutes les machines.
- Il est essentiel de se conformer rigoureusement à la charge maximale d'utilisation, qui est clairement indiquée sur les monte-matériaux, les grues et tous les autres appareils de levage.
- Afin d'éviter les accidents pendant les travaux de terrassement :
 - Éviter les collisions
 - Afin d'éviter les chutes de matières.
- Il est important de ne pas réutiliser un outil électrique portable après un impact ou une chute sans avoir été inspecté par une personne compétente.
- Il est préférable d'éviter d'utiliser des outils électriques portatifs à l'extérieur en cas de pluie.

b) Les installations électriques

- Il n'y a qu'un électricien qualifié et spécialement désigné pour l'installation, la modification, la réparation et l'entretien des systèmes électriques.
- Il est primordial de respecter les distances de sécurité adéquates lors de travaux près de lignes aériennes ou de câbles souterrains.

c) Les premiers soins

Après avoir encouru personnellement un petit accident (coupure, piqûre...)

- Informez immédiatement le responsable du chantier ;
- Il est important de consulter immédiatement un professionnel de santé, même pour des blessures légères, afin d'éviter toute complication ;
- Sur le chantier, il y a une boîte de secours disponible ;
- En cas d'infection de la plaie malgré les traitements, il est recommandé de faire appel à un médecin.

VII.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

En raison de l'importance des travaux de terrassement dans le processus de construction de la retenue, un plan de sécurité particulier a été élaboré pour les terrassements généraux, les soutènements et les fondations profondes.

Tableau VII.1 : Plan de sécurité au travail (Sedrati, 2018).

| Objectifs visés | Mesures appropriées à envisager |
|---|--|
| Prévenir les risques d'accidents liés aux chutes et aux équipements de terrassement. | Dispositions concernant : -La réalisation des travaux sur le chantier, de jour comme de nuit. - Les zones interdites au public. -Les précautions spécifiques à prendre en cas de brouillard. -La réglementation de la circulation, la signalisation interne sur les chantiers et les dépôts (panneaux, marquages, etc.). |
| Il est crucial de réduire les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Il est | Repérage des lignes électriques |

| | |
|--|---|
| essentiel de garantir la stabilité, l'organisation et la conservation des éléments stockés. | |
| Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains | Mesures à adopter pour le guidage des camions et des engins, en particulier lors des manœuvres en marche arrière. |
| Éviter les collisions entre les engins et les renversements. | Interdiction de dépassement et de stationnement |
| Assurer la stabilité des éléments stockés et faciliter leur conservation et leur reprise | -Méthodes de calage pour le chargement et le déchargement. -Identification des zones de stockage pour les différents matériaux |
| Éliminer les surcharges en bordure des fouilles | Méthodes de stockage et de déchargement des déblais |
| Prévenir les chutes des objets | Analyse des câbles soumis à des conditions de sollicitation spécifiques |
| Prévenir des ruptures des organes de levage | Directives et recommandations spécifiques pour l'entretien des équipements, des installations, des machines et des véhicules |
| Heurts des personnes par les outils | Les travailleurs utilisant une pioche ou une pelle dans leurs tâches doivent maintenir une distance suffisante entre eux |

VII.6 Signalisation de sécurité

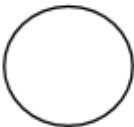
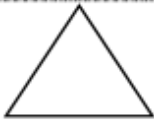

La surveillance de la santé et de la sécurité au travail garantit que les employés sont suffisamment informés des risques potentiels présents sur leur lieu de travail et qu'ils respectent les instructions adéquates. Elle informe les employés des risques particuliers pour leur santé et leur sécurité, associés à certains objets, activités ou situations. Selon le type de danger, cette signalisation peut prendre différentes formes, telles que des panneaux, des couleurs ou des signaux lumineux ou sonores.

VII.6.1 Description des panneaux de signalisation

La signification des signaux dépend à la fois de leur couleur et de leur forme.

Le tableau représente la signification des couleurs de sécurité.

Tableau VII.2: Signification des couleurs de sécurité (Cartier & Sabater, 2004).

| Forme |  |  |  |
|-----------------------|---|---|---|
| Couleur | | | |
| Rouge | Interdiction (attitudes dangereuses) | / | Matériel et équipement de lutte contre l'incendie (identification et localisation) |
| Jaune ou jaune orangé | / | Avertissement (attention, précaution) | / |
| Bleu | Obligation (comportement ou action spécifique) | / | Information ou instruction |
| Vert | / | / | Signal de sauvetage ou de secours (portes, issues, voies, matériels, postes, locaux) Situation de sécurité (retour à la normale) |

VII.6.2 Les règles conseillées pour concevoir et mettre en place une signalisation de sécurité performante

- Il convient de ne pas utiliser en même temps deux signaux lumineux qui pourraient être confondus.
- Il est préférable de ne pas utiliser un signal lumineux près d'une autre source lumineuse indifférente.
- Il ne faut pas utiliser deux signaux sonores en même temps.
- Utilisation maximale des teintes, des symboles et du contenu textuel.
- Placer les panneaux de sécurité de manière appropriée et accessible.
- Renouvellement et entretien régulier des panneaux de sécurité
- Accompagnement des employés dans la détection des signaux de sécurité.

VII.6.3 Implémentation de la signalisation de sécurité sur le site de construction

Lors de l'installation de la signalisation de sécurité sur le chantier, il convient de prendre en compte les éléments suivants

➤ **Aux points d'accès au chantier :**

- Port obligatoire des bottes de sécurité
- Port obligatoire du casque de protection
- Port obligatoire des gants de protection
- Accès interdit aux personnes non autorisées

➤ **Près des tableaux électriques :**

- Avertissement du danger d'électrocution.

➤ **Dans les zones de stockage de produits inflammables :**

- Interdiction de fumer et d'utiliser des flammes nues

➤ **Aux endroits présentant un risque de chute d'objets :**

- Avertissement de risque de chute d'objets

➤ **À travers l'ensemble du chantier :**

- Indicateur de la localisation des dispositifs de lutte contre les incendies.
- Aménagement des routes d'évacuation et des sorties de secours.
- Localisation et signalisation des équipements sur le site de construction

Conclusion

- La prévention devrait être considérée non pas comme une mesure corrective, mais comme une stratégie basée exclusivement sur des principes défensifs
- Les avancées techniques et scientifiques permettent de tirer parti des connaissances acquises pour faire de la prévention une action proactive, qui vise à éliminer les risques plutôt qu'à les réduire.
- Chaque employé, ouvrier et responsable doit intégrer la sécurité et la protection comme une priorité, afin d'éviter les tragédies évitables. L'objectif est de veiller à ce que la priorité ne soit pas uniquement la productivité au travail.
- La mise en place d'une signalisation de sécurité devient une obligation réglementaire lorsque les risques sur le lieu de travail ne peuvent pas être éliminés ou prévenus par des protections collectives ou par l'organisation du travail.

Conclusion générale :

Cette étude a été menée dans le but de protéger la ville d'Attatba, située dans la wilaya de Tipaza, contre les inondations pour une période de retour centennale. Pour atteindre cet objectif, nous avons proposé l'aménagement des cours d'eau Abed, Champs Plein et les deux petits oueds afin d'augmenter leur capacité à évacuer le débit centennal.

Dans un premier temps, nous avons analysé les données topographiques, géologiques, démographiques et hydrauliques de la zone d'étude pour représenter fidèlement le bassin versant. Les caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant ont été étudiées à l'aide du logiciel ArcGIS, permettant de réaliser plusieurs types de cartes.

L'analyse des pluies maximales journalières, effectuée avec le logiciel HYFRON, a révélé une intensité de pluie de 115 mm/j pour une période de retour centennale. Nous avons ensuite calculé les pluies de courte durée et construit les courbes IDF.

Les débits de crue pour les bassins versants ont été déterminés en utilisant des formules empiriques et la méthode SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS. Les résultats indiquent un débit de crue de 48,7 m³/s pour l'oued Abed, 33,1 m³/s pour l'oued Champs Plein, et respectivement 3,4 m³/s et 12,6 m³/s pour les oueds 03 et 04. La simulation hydraulique réalisée avec le logiciel HEC-RAS a permis de visualiser l'évolution des paramètres hydrauliques (hauteur, débit) et les régimes d'écoulement pour chaque section du tronçon. Cette simulation a également mis en évidence un risque important de débordement le long du tronçon pour le débit maximum centennal, comme visualisé sur la carte des profondeurs.

Enfin, trois variantes d'aménagement ont été proposées pour les différents tronçons. Après une étude technico-économique et écologique, nous avons opté pour une variante mixte, consistant en un redimensionnement des conduites existantes et le reprofilage des cours d'eau en canaux trapézoïdaux en béton et gabionnage. Le coût total du projet est estimé à 219 722 872,00 DA, avec un délai d'exécution de 225 jours.

Références bibliographiques :

- **Armando Lencastre -Hydraulique Generale**—Google Livres. Consulté 13 septembre 2024, Disponible Sur https://books.google.dz/books/about/Hydraulique_g%C3%A9n%C3%A9rale.html?id=bIJXAAAACAAJ&redir_esc=y
- **Bennis, Saad. 2004** Hydraulique et hydrologie, 2^{ème} édition
- **Benlaoukli, B. (2020)**. Organisation de chantier, la planification des travaux les M.M.O [Working Paper]. disponible sur <http://localhost:8080/xmlui/handle/123456789/56>
- **Body, K. (1985)**. Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie « Synthèse Régionale : Détermination des paramètres principaux par station et leur répartition spatiale ». Constantine : Institut National des Ressources Hydrauliques
- **Bouchelkia, H., & Remini, B. (2003)**. Quantification du transport solide dans le bassin versant algérien du Chellif. Sciences Eaux & Territoires, 33 Ingénieries-EAT, Article 33 Ingénieries-EAT. disponible sur <https://hal.science/hal-00466014/document>
- **Boutoutaou, D., & Zeggane, H.** méthode de calcul des crues des oueds de l'Algérie méthode of calculating of floods the wadis of algeria. Consulté 13 septembre 2024, à l'adresse <https://www.vitamedz.com/articlesfiche/7244/7244615.pdf>
- **Carlier, M. (1972)**. Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles.
- **Coulon, C. (2015)**. Etude de la sensibilité de la densité de drainage aux hypothèses de calcul. <https://www.metis.upmc.fr/~ducharne/documents/coulon2015.pdf>
- **Coutagne, A. (1951)**. Méthodes pour déterminer le débit de crue maximum qu'il est possible de prévoir pour un barrage et pour lequel le barrage doit être établi.
- **Degoutte, G., & Fry, J. J. (2002)**. Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Small dams: guidelines for design, construction and monitoring. Disponible sur <https://hal.science/hal-02580482/>
- **Emi 1999**. Méthodes de calcul d'un débit de projet. (s. d.).
- **Guide_execution_marches_publics_travaux_ville_.pdf**. (s. d.). Consulté 13 septembre 2024, Disponiblesur :https://www.villedegarges.fr/sites/default/files/guide_execution_marches_publics_travaux_ville_.pdf

Guigo, M., Voiron, C., Graillet, D., & Olivier, F. (2002). Système d'aide à la décision pour la limitation des risques d'inondation dans les agglomérations urbaines méditerranéennes. Disponible sur : <https://hal.science/hal-00410038>

- **Horton, R. E. (1945).** Erosional development of streams and their drainage basins; hydrophysical approach to quantitative morphology. *Geological society of America bulletin*, 56(3), 275-370. <https://pubs.geoscienceworld.org/gsa/gsabulletin/article-abstract/56/3/275/4075>

- **Idrici, A. (2017).** Modélisation et simulation numérique d'écoulement d'eau à surface libre avec HEC-ras cas d'oued de Saida.

- **Jaafar, H. H., Ahmad, F. A., & El Beyrouthy, N. (2019).** GCN250, new global gridded curve numbers for hydrologic modeling and design. *Scientific Data*, 6(1), 145.

Disponible sur le site <https://doi.org/10.1038/s41597-019-0155-x>

- **Jabbour, D. (2006).** Etude expérimentale et modélisation de la dispersion en champ lointain suite à un rejet accidentel d'un polluant miscible dans un cours d'eau. Application à la gestion de crise Disponible sur : <https://theses.hal.science/tel-00218245/documen>

- **Laborde, J.-P. (2000).** Eléments d'hydrologie de surface. *Université de Nice-Sophia Antipolis. France (204p)*. <https://f2school.com/wp-content/uploads/2019/10/Hydrologie-cours-01.pdf>

- **Manual, H.-H. U. (2016).** Hydrologic modeling system (HEC-HMS) user manual : Version 4.2. 0. USACE (US Army Corps of Engineers), Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

- **Musy, A. (2005).** cours d'hydrologie générale. laboratoire d'hydrologie et aménagements (hydram), institut des sciences et technologies de l'environnement (iste), école polytechnique fédérale (EPFL).

- **Perrin, C., Michel, C., & Andréassian, V. (2003).** improvement of a parsimonious model for streamflow simulation. *journal of hydrology*, 279(1-4), 275-289. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169403002257>

- **Roche, M. (1963).** *Hydrologie de surface.*

Disponible sur

<https://agris.fao.org/search/en/providers/122621/records/6473afb313d110e4e7a9394c>

- **Roux, H. (2004).** Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne [PhD Thesis, Institut National Polytechnique (Toulouse)]. Disponible sur <https://ut3-toulouseinp.hal.science/tel-04603938/>
- **Touaibia, B. (2015).** *Manuel pratique d'hydrologie.* Blida ,Algérie .

Référence sitographiques :

<https://earthexplorer.usgs.gov/>

<https://www.youtube.com/>

<https://www.openstreetmap.org/>

<https://www.arcgis.com/home/item.html?id=d3da5dd386d140cf93fc9ecbf8da5e31>

<https://www.linkedin.com>

<https://www.google.com/intl/fr/earth/about/>

<https://jaafarhadi.users.earthengine.app/view/hydrologic-curve-number>

Annexe :

Annexe n° 03 : Tableau des Valeurs de χ^2 .

| * | 0,9 | 0,5 | 0,3 | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,02 | 0,01 | 0,001 |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 0,016 | 0,455 | 1,074 | 1,642 | 2,706 | 3,841 | 5,412 | 6,635 | 10,827 |
| 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 |

* en lignes = ddl (degré de liberté)

* en colonnes = la probabilité

Annexe n° 02 : Valeur de rugosité de Manning

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

