الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵏⵉⵍⵍ ⵅⵔⵅⵉⵙ ⵏ ⵜⵔⵙⵓⵍⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: **Conception Des Ouvrages Hydrotechniques**

THEME :

Étude de protection de la commune d'Ain Touila contre les inondations de l'Oued Mansour (W.Khenchela)

Présenté par :
SAHRAOUI Mostefa Mohammed El Amine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	Professeur	Président
BENSALAH Mohammed Draidi	M.C.B	Examinateur
BOURI Djamel Eddine	M.C.A	Examinateur
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.A	Promoteur

Session juillet 2025

Dédicace

Du plus profond de mon cœur, je dédie ce travail en témoignage d'amour, de respect et de profonde reconnaissance :

À mes chers parents :

Djilani et **Zahia**, pour leur soutien inconditionnel, leur patience infinie et leurs sacrifices constants tout au long de mes études et durant la réalisation de ce mémoire.
Je vous dois tout ce que je suis aujourd'hui et ce que je deviendrai demain.
Que Dieu Tout-Puissant vous accorde santé, bonheur et vous protège de tout mal.

À mes frères et sœurs :

Abir, Allaa, Mehdi, Mohamed, Taha, Zakaria et Nour.

À ma chère grand-mère :

Que Dieu lui accorde une longue vie, la santé et la paix.

À la mémoire de mes grands-parents :

Que Dieu les accueille dans Son vaste paradis.

À ma grande famille Sahraoui.

Et à tous mes amis.

Remerciements

Au terme de ce travail, fruit de plusieurs années de persévérance, je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu le Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, la patience et les ressources nécessaires, et qui a mis sur mon chemin des personnes bienveillantes ayant contribué à l'accomplissement de ce modeste mémoire.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à mon encadrant, **Monsieur HEBBOUCHE Abdelhamid**, pour son accompagnement constant, ses conseils précieux, sa disponibilité, ainsi que pour la confiance qu'il m'a accordée tout au long de ce travail.

Je tiens également à remercier chaleureusement **Monsieur ZEROUAL Ayoub**, pour son aide précieuse, sa gentillesse, et sa présence toujours attentive. Son soutien et ses orientations ont grandement enrichi ce travail.

Mes remerciements vont aussi à mon ami, **Monsieur LAHOULOU Aymen**, ingénieur au sein de l'entreprise COSIDER, pour son appui technique, sa disponibilité et la qualité de son accompagnement, qui ont été d'une grande aide durant la réalisation de ce mémoire.

Je souhaite également exprimer toute ma reconnaissance aux **membres du jury**, pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce travail, et pour l'attention qu'ils y porteront.

Enfin, j'adresse mes vifs remerciements à l'ensemble des **enseignants et du personnel administratif de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH)**, pour la qualité de la formation qu'ils m'ont dispensée durant toutes ces années.

ملخص:

تندرج هذه المذكرة ضمن إطار الوقاية من الفيضانات الناتجة عن واد منصور، الذي يعبر بلدية عين الطويلة. ولهذا الغرض، قمنا بوصف لمنطقة الدراسة شمل الجوانب الجغرافية والجيولوجية والمناخية. ثم قمنا بدراسة هيدرولوجية من اجل تحديد الخصائص المورفولوجية والتساقط للحوض الهيدرولوجي. كما تم حساب التدفق الأعظمي الذي يمكننا من خلاله تنفيذ نمذجة هيدروليكية للواد مما مكن من تحديد دقيق للمناطق المعرضة لخطر الفيضانات. واستنادًا إلى نتائج المحاكاة قمنا باختيار التهيئة الهيدروليكية المناسبة لحماية بلدية عين الطويلة من الفيضانات الناتجة عن واد منصور.

الكلمات المفتاحية: الفيضانات؛ واد منصور؛ عين الطويلة؛ الحوض الهيدرولوجي؛ التهيئة الهيدروليكية.

Résumé :

Le présent mémoire s'inscrit dans le cadre de la protection contre les inondations provoquées par l'Oued Mansour, qui traverse la commune d'Aïn Touila. À cette fin, une caractérisation complète de la zone d'étude a été menée, englobant les aspects géographiques, géologiques et climatiques. L'étude hydrologique a permis de déterminer les propriétés morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques pluviométriques. Le débit de crue correspondant à une période de retour de 100 ans a été évalué. Ensuite, une modélisation hydraulique a été réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS afin de simuler l'écoulement des crues le long du lit de l'oued. Cette modélisation a permis d'identifier avec précision les zones inondables. Sur la base des résultats obtenus, deux variantes d'aménagement ont été étudiées et comparées, ce qui a permis de retenir la solution la plus efficace en matière de réduction du risque.

Mots-clés : inondations ; Oued Mansour ; Aïn Touila ; bassin versant ; aménagement hydraulique.

Abstract :

This thesis is part of a flood protection study related to Oued Mansour, which crosses the municipality of Aïn Touila. To this end, a comprehensive characterization of the study area was carried out, covering geographical, geological, and climatic aspects. The hydrological analysis made it possible to determine the morphometric properties of the watershed as well as its rainfall characteristics. The design flood corresponding to a return period of 100 years was estimated. Subsequently, a hydraulic modeling was performed using HEC-RAS software to simulate flood flow along the riverbed. This modeling enabled the accurate identification of flood-prone areas. Based on the simulation results, two hydraulic protection alternatives were studied and compared, which allowed the selection of the most effective solution for risk reduction.

Keywords: floods; Oued Mansour; Aïn Touila; watershed; hydraulic modeling; flood protection.

Table des matières

Introduction générale **16**

CHAPITRE I Caractéristiques du bassin versant **19**

Introduction 19

I.1 Présentation de la zone d'étude 19

I.1.1 Situation géographique 19

I.1.2 Géologie régionale 22

I.1.2.1 Géologie de l'Aurès 23

I.1.3 Sismicité de la région d'étude 24

I.2 La climatologie 24

I.2.1 Température 24

I.2.2 Le vent 25

I.2.3 L'humidité 26

I.2.4 L'évaporation 26

Conclusion 26

CHAPITRE II Étude hydrologique **28**

Introduction 28

II.1 Étude des caractéristiques du bassin versant 28

II.1.1 Situation hydrographique 29

II.1.2 Délimitation des sous-bassins versants 29

II.1.3 Étude géomorphologique du bassin versant 30

II.1.3.1 Caractéristiques morphologiques 30

II.1.3.2 Caractéristiques géométriques 31

II.1.4 Étude du relief 33

II.1.4.1 Courbe hypsométrique 33

II.1.4.2 Indices de pente 37

II.1.4.3 Dénivelée spécifique 40
II.1.5 Étude du réseau hydrographique 41
II.1.5.1 Caractéristiques du réseau hydrographique 41
II.1.5.2 Paramètres hydrographiques 42
II.1.5.3 Temps de concentration 44
II.1.5.4 Vitesse de ruissellement 47
II.2 Étude des données pluviométriques 48
II.2.1 Présentation de la station pluviométrique 49
II.2.2 Analyse des précipitations moyennes annuelles 50
II.2.3 Analyse des pluies journalières maximales 52
II.2.3.1 Ajustement des pluies journalières maximales 54
II.2.4 Pluies de courte durée 60
II.3 Étude des crues 64
II.3.1 Estimation du débit de crue à l'aide des formules empiriques 65
II.3.2 Méthode SCS-CN 67
II.3.2.1 Détermination du CN par SIG 68
II.3.2.2 Calcul du débit de crue 70
II.3.3 Méthode du GRADEX 70
II.3.3.1 Principe de la méthode 71
II.3.3.2 Hypothèses de base 71
II.3.3.3 Étapes de la méthode Gradex 71
II.3.3.4 Application la méthode du GRADEX 72
II.3.4 Résultats des calculs du débit de crue 74
II.3.5 Hydrogramme de crue 75
II.3.6 Analyse et justification des résultats 79
II.4 Étude des apports solides 80
II.4.1 Formule de TIXERONT 81
Conclusion 82

CHAPITRE III Étude hydraulique **84**

Introduction 84
III.1 Notions générales sur l'hydraulique fluviale 84
III.1.1 Définitions hydrauliques des éléments d'un réseau hydrographique . 85

III.1.2 Les canaux 85
III.1.2.1 Types de canaux 85
III.1.2.2 Géométrie des canaux 86
III.1.2.3 Paramètres hydrauliques 88
III.1.3 Types d'écoulements 89
III.1.3.1 Variabilité dans le temps 89
III.1.3.2 Variabilité dans l'espace 89
III.1.4 Régime d'écoulement 90
III.1.5 Dimensionnement des canaux 91
III.1.5.1 Régime uniforme 91
III.1.5.2 Conditions de l'écoulement uniforme 91
III.1.5.3 Formules de calcul principales 91
III.2 Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé 93
III.2.1 État de l'oued dans la zone d'étude 93
III.2.2 Modélisation du cours d'eau 97
III.2.2.1 Étapes de simulation 98
III.2.2.2 Résultat de la simulation 101
Conclusion 105

CHAPITRE IV Étude des variantes d'aménagement 108

Introduction 108
IV.1 Calcul hydraulique des canaux 108
IV.1.1 Choix des paramètres de dimensionnement 108
IV.2 Étude de variantes 110
IV.2.1 Première variante : Canal en gabion 110
IV.2.1.1 Dimensionnement 110
IV.2.1.2 Résultats de la simulation 112
IV.2.2 Deuxième variante : Canal en béton armé 118
IV.2.2.1 Dimensionnement 118
IV.2.2.2 Résultats de la simulation 120
IV.2.2.3 Comparaison entre les deux variantes de conception . . . 126
Conclusion 127

CHAPITRE V Organisation de chantier **129**

Introduction 129

V.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier 130

V.2 Installations du chantier 131

V.2.1 Installations destinées au personnel 131

V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux 131

V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins 133

V.2.4 Installations pour la préfabrication 133

V.3 Les moyens de chantier 133

V.3.1 Les moyens humains 133

V.3.2 Les moyens matériels 134

V.4 Estimation du coût de la variante en béton armé 134

V.5 Planification des travaux 135

V.5.1 Techniques de la planification 135

V.5.1.1 Méthodes basées sur le réseau 136

V.5.1.2 Méthode de calcul de C.P.M 136

V.5.2 Délai de construction et programme des travaux 137

Conclusion 138

Conclusion générale **139**

Table des figures

I.1 Situation géographique de la wilaya de Khenchela.*(Source : ArcGis, 2025).* . 20

I.2 Situation géographique de la commune de Aïn Touila. *(Source : ArcGis, 2025).* 21

I.3 Vue satellitaire de la zone d'étude Aïn Touila. *(Source : Google Earth, 07-05-2025).* 22

I.4 Carte géologique de Khenchela. *(Source : Laffite, 1939).* 23

II.1 Situation hydrographique du bassin versant *(Source : ArcGIS, 2025).* 29

II.2 Présentation des sous-bassins versants de l'oued Mansour *(Source : ArcGIS, 2025)* 30

II.3 Carte altimétrique du bassin versant 01 *(Source : ArcGIS, 2025).* 34

II.4 Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du sous-bassin 01 de l'oued Mansour. 35

II.5 Carte altimétrique du bassin versant 02 *(Source : ArcGis, 2025).* 35

II.6 Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du sous-bassin 02 de l'oued Mansour. 36

II.7 Présentation des cours d'eau principaux et de leurs affluents *(Source : ArcGIS, 2025).* 42

II.8 Situation géographique de la station pluviométrique Ain mimoun. 49

II.9 Répartition mensuelle des précipitations. 51

II.10 Répartition saisonnière (%) des précipitations moyennes annuelles de la station d'Aïn Mimoun. 52

II.11 Répartition des précipitations maximales journalières. 53

II.12 Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL *(Source : HYFRAN, 2025).* 56

II.13 Graphique de l'ajustement à la loi de Log-Normale *(Source : HYFRAN, 2025).* 58

II.14 Comparaison graphique entre les lois d'ajustement *(Source : HYFRAN, 2025).* 59

II.15 Courbes des pluies-durées-fréquences 64

II.16 Courbes intensités-durées-fréquences (IDF) 64

II.17 Répartition spatiale du CN pour chacun des bassins versants *(Source : ArcGIS, 2025).* 69
II.18 Graphe représentant l'ajustement graphique pour les pluies et la droite d'extrapolation pour les débits *(Laborde, 2000).* 72
II.19 Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits. . 73
II.20 Hydrogramme de crue de sous-bassin 01 par la méthode Sokolovsky. 77
II.21 Hydrogramme de crue de sous-bassin 02 par la méthode Sokolovsky. 79
II.22 Hydrogramme de la crue de projet. 80
III.1 Cours d'eau dans son environnement. 85
III.2 Types de canaux. 86
III.3 Éléments géométriques de la section. 87
III.4 Éléments géométriques pour différentes sections de canaux artificiels. . . . 88
III.5 Schéma des écoulements permanents et non-permanents. 89
III.6 Schéma représentant la variabilité des écoulements dans l'espace. 90
III.7 Remblais aux berges du cours d'eau. 94
III.8 Ouvrages de franchissement obturés. 95
III.9 Constructions à proximité du lit des cours d'eau. 96
III.10 Ouvrage de traversée de route dégradé. 97
III.11 Étape initiale de la création d'un projet dans HEC-RAS. 98
III.12 Définition du tracé de l'oued et des sections en travers. 99
III.13 Introduction du débit du projet. 99
III.14 Introduction des conditions aux limites. 100
III.15 Paramétrage du régime d'écoulement et exécution de la simulation. 100
III.16 Vue en plan en 3D de l'Oued. 101
III.17 Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale. . . 102
III.18 Profils en travers pour certaines stations 103
III.19 Carte des profondeurs. 105
IV.1 Variante 01 sur HEC-RAS. 111
IV.2 Dalot sur HEC-RAS. 112
IV.3 Profil en long du cours d'eau après l'aménagement. 113
IV.4 Vue en plan en 3D de l'oued après l'aménagement. 113
IV.5 Profils en travers de l'oued après l'aménagement. 114

IV.6 Variante 02 sur HEC-RAS. 119
IV.7 Dalot sur HEC-RAS. 120
IV.8 Profil en long du cours d'eau après l'aménagement. 121
IV.9 Carte des profondeurs après l'aménagement. 121
IV.10 Profils en travers de l'oued après l'aménagement. 122
V.1 Relation entre les personnes du chantier. 131
V.2 Diagramme de GANTT. 138

Liste des tableaux

I.1 Répartitions mensuelles des températures 25
I.2 Vitesses moyenne du vent en m/s pour la période 2000-2009 25
I.3 Répartition de moyenne mensuelle de l'humidité relative 26
I.4 Évaporation moyenne mensuelle. 26
II.1 Paramètres morphologiques des sous-bassins versants 31
II.2 Paramètres géométriques des sous-bassins versants 33
II.3 Paramètres hypsométriques du sous-bassin 01 de l'oued Mansour 34
II.4 Paramètres hypsométriques du sous-bassin 02 de l'oued Mansour 36
II.5 Caractéristiques altimétriques des sous-bassins versants. 37
II.6 Pente moyenne du sous-bassin versant 01. 38
II.7 Pente moyenne du sous-bassin versant 02. 38
II.8 Classification O.R.S.T.O.M du relief à partir de l'indice de pente globale. . 40
II.9 Classification des reliefs selon la dénivelée spécifique (D_s). 40
II.10 Résultats de calculs des pentes et de la dénivelée spécifique des sous-bassins. 41
II.11 Temps de concentration en heures. 46
II.12 Résultats de calculs des paramètres hydrographiques des sous-bassins. . . . 47
II.13 Caractéristiques morphométriques des sous-bassins versants d'Oued Mansour. 48
II.14 Caractéristique de la station pluviométrique. 49
II.15 Série d'observations des précipitations moyennes annuelles du poste pluviométrique d'Aïn Mimoun. 50
II.16 Répartition mensuelle des précipitations moyennes annuelles de la station d'Aïn Mimoun. 50
II.17 Série d'observations des précipitations maximales journalières du poste pluviométrique d'Aïn Mimoun. 52
II.18 Caractéristiques empiriques de la série d'observation. 53

II.19 Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL. 55
II.20 Comparaison des caractéristiques statistiques entre la loi de Gumbel et l'échantillon. 56
II.21 Résultats d'ajustement à la loi de log-normale. 57
II.22 Comparaison des caractéristiques de la loi de log-normale et de l'échantillon. 58
II.23 Test du khi-deux pour différentes lois de distribution 60
II.24 Pluie de courte durée P_{cr} (mm) pour différentes périodes de retour 62
II.25 Intensité de pluie I_t (mm/h) pour différentes périodes de retour 63
II.26 Débits de pointe (en m^3/s) estimés selon différentes formules empiriques de sous-bassin 01 67
II.27 Débits de pointe (en m^3/s) estimés selon différentes formules empiriques de sous-bassin 02 67
II.28 Nombre de courbe (CN), capacité maximale et pertes initiales pour chaque sous-bassin 69
II.29 Résultats de calcul du débit maximal pour le sous-bassin 01 70
II.30 Résultats de calcul du débit maximal pour le sous-bassin 02 70
II.31 Estimation du débit maximal décennal Q_{10} et de la lame d'eau R équivalente pour les sous-bassins versants. 73
II.32 Résultats de l'ajustement pour différentes périodes de retour du sous-bassin 01 74
II.33 Résultats de l'ajustement pour différentes périodes de retour — Sous-bassin 02 74
II.34 Débit maximal (en m^3/s) estimé selon différentes méthodes pour le sous-bassin 01 74
II.35 Débit maximal (en m^3/s) estimé selon différentes méthodes pour le sous-bassin 02 75
II.36 Valeurs des débits de crues de sous-bassin 01 en (m^3/s) en fonction du temps. 76
II.37 Valeurs des débits de crues de sous-bassin 02 en (m^3/s) en fonction du temps. 78
II.38 Apport solide des deux sous-bassins par la méthode TIXERONT 82
III.1 Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers 104
IV.1 Pente adoptée pour chaque tronçon du cours d'eau 109

IV.2 Valeurs de la rugosité de Manning n 109
IV.3 Valeurs recommandées de la revanche en fonction du débit 109
IV.4 Vitesse admissible selon le type de revêtement du lit 110
IV.5 Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés 111
IV.6 Dimensions géométriques des ouvrages de traversée 111
IV.7 Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers 115
IV.8 Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite) 116
IV.9 Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite) 117
IV.10 Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés 118
IV.11 Dimensions géométriques des ouvrages de traversée 119
IV.12 Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers 123
IV.13 Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite) 124
IV.14 Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite) 125
IV.15Comparaison technique entre les deux variantes 126
V.1 Devis quantitatif et estimatif de la variante en béton armé 135
V.2 Durée estimée des opérations principales du projet 137

Liste des planches

Planche N° 01 : LEVÉ TOPOGRAPHIQUE D'OUED MANSOUR ;

Planche N° 02 : PROFIL EN LONG DE L'OUED MANSOUR ;

Planche N° 03 : PROFIL EN LONG DE L'AFFLUENT ;

Planche N° 04 : PROFIL EN TRAVERS D'OUED MANSOUR ;

Planche N° 05 : PROFIL EN TRAVERS DE L'AFFLUENT ;

Planche N° 06 : OUVRAGE DE PASSAGE (DALOT).

Liste des abréviations

ANRH : Agence National des Ressources Hydriques ;

ONM : Office National Météorologique ;

O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer ;

OMM : Organisation Météorologique Mondiale ;

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

MNT : Modèle Numérique de Terrain.

Introduction générale

Les inondations sont des catastrophes naturelles parmi les plus fréquentes et destructrices, touchant de nombreuses régions du monde. Elles entraînent des pertes humaines considérables et des dommages matériels significatifs, affectant ainsi les infrastructures et l'économie locale. Ce phénomène est le résultat de l'interaction de plusieurs facteurs, notamment topographiques, hydrologiques et météorologiques. Avec le changement climatique et l'urbanisation croissante, la fréquence et l'intensité des précipitations extrêmes augmentent, exacerbant ainsi les risques d'inondations (OMM, 2021).

L'Algérie est particulièrement vulnérable aux inondations en raison de la diversité de ses reliefs et de son climat méditerranéen. Au cours des dernières décennies, plusieurs inondations majeures ont causé des pertes humaines et matérielles importantes, notamment celles de Bab El Oued en 2001, de Ghardaïa en 2008 et de Béchar en 2018 (Bensaid & Remini, 2019). Ces événements démontrent la nécessité d'une gestion efficace des risques hydrologiques et d'un aménagement adapté des cours d'eau.

La commune d'Aïn Touila, dans la wilaya de Khenchela, est également exposée à des inondations torrentielles chaque année, causant de grands dégâts matériels et parfois humains.

Face à cette problématique, cette étude vise à analyser les risques d'inondation liés à l'oued Mansour et à proposer des solutions d'aménagement adaptées pour la protection de la commune d'Aïn Touila. Ce travail s'articule autour des cinq chapitres suivants :

- Chapitre 1 : Caractéristiques du bassin versant – Présentation de la région d'étude, de ses aspects géographiques, géologiques et climatiques ;
- Chapitre 2 : Étude hydrologique – Étude des caractéristiques morphologiques du

bassin versant, analyse des précipitations, des écoulements et des phénomènes de crue associés à l'oued Mansour ;

- Chapitre 3 : Étude hydraulique – Diagnostique, modélisation du cours d'eau non aménagé et détermination des zones inondables ;
- Chapitre 4 : Analyse des variantes proposées et modélisation du cours d'eau après aménagement ;
- Chapitre 5 : Organisation de chantier – Étude de la planification, de la logistique, de la gestion des ressources, de l'estimation des coûts du projet ainsi que de la durée d'exécution des travaux.

L'objectif principal de cette étude est de proposer des mesures d'aménagement adaptées afin de réduire la vulnérabilité de la région face aux inondations.

CHAPITRE I

Caractéristiques du bassin versant

Caractéristiques du bassin versant

Introduction

L'étude d'un système de protection contre les inondations nécessite une analyse approfondie des caractéristiques physiques et hydrologiques du bassin versant concerné. Ce premier chapitre est consacré à la présentation de l'oued Mansour et de son bassin versant, en mettant en avant sa localisation géographique, son climat, ainsi que ses particularités morphologiques et hydrologiques. Ces éléments constituent une base essentielle pour l'évaluation des risques d'inondation et la définition des stratégies d'aménagement adaptées.

I.1 Présentation de la zone d'étude

Cette partie vise à fournir une description générale de la zone d'étude. On commence par la présentation de sa situation géographique, avant d'aborder ses caractéristiques géologiques et climatiques.

I.1.1 Situation géographique

La wilaya de Khenchela est située dans le nord-est de l'Algérie, au sein de la région des Aurès. Elle constitue la 40^{eme} wilaya selon le découpage administratif algérien. Elle a été créée à la suite du découpage territorial de 1984. Elle est délimitée par :

- À l'est : la wilaya de Tébessa ;
- Au nord : la wilaya d'Oum El Bouaghi ;
- À l'ouest : la wilaya de Batna ;

- Au sud : les wilayas de Biskra et d'El Oued.

Elle s'étend sur une superficie d'environ 9 715 km² et se situe à environ 600 km au sud-est d'Alger et 120 km au sud-est de Constantine. L'administration territoriale de la wilaya comprend 7 daïras et 21 communes, réparties comme suit : Khenchela, Chechar, Kaïs, El Mahmal, Bouhmama, Aïn Touila et Ouled Rechache.

La wilaya de Khenchela est divisée en trois grands ensembles géographiques (Dpat, 2007) :

- La zone des Hautes Plaines au nord, caractérisée par un climat froid en hiver et sec en été ;
- La zone montagneuse du massif des Aurès au centre, caractérisée par un relief accidenté et un climat froid en hiver avec des précipitations neigeuses, modéré en été ;
- La zone des steppes présahariennes au sud, caractérisée par un climat modéré en hiver, chaud et sec en été.

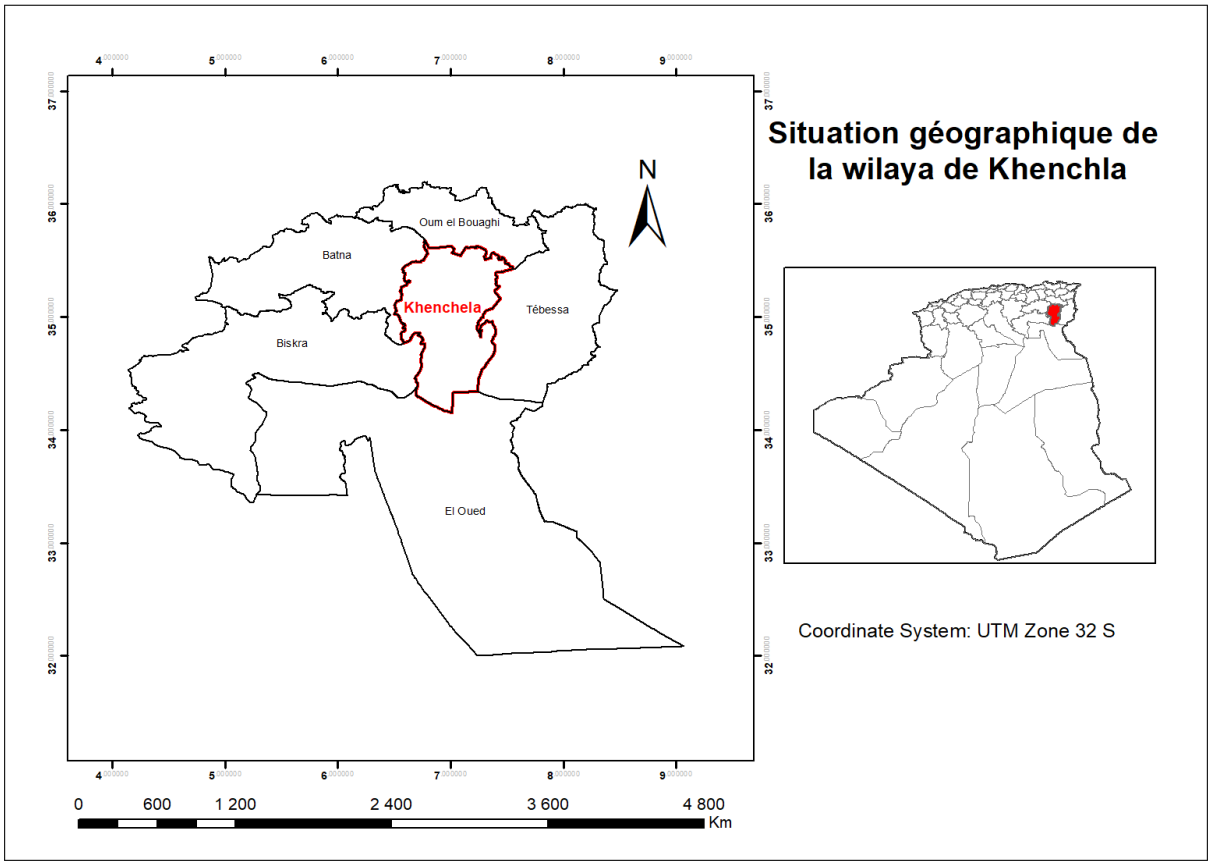


FIG. I.1 : Situation géographique de la wilaya de Khenchela.*(Source : ArcGis, 2025).*

Notre zone d'étude, la commune d'Aïn Touila, est située au nord-est de la wilaya

de Khenchela, à environ 32 km du chef-lieu de wilaya. La commune d'Aïn Touila est délimitée par :

- Au nord : la commune d'Oued Nini de la wilaya d'Oum El Bouaghi ;
- À l'est et au sud-est : la commune de Dhalaa de la wilaya de Tébessa ;
- Au nord-ouest : la commune de M'toussa ;
- À l'ouest : la commune de Ensigha ;
- Au sud-ouest : la commune de El Mahmel.

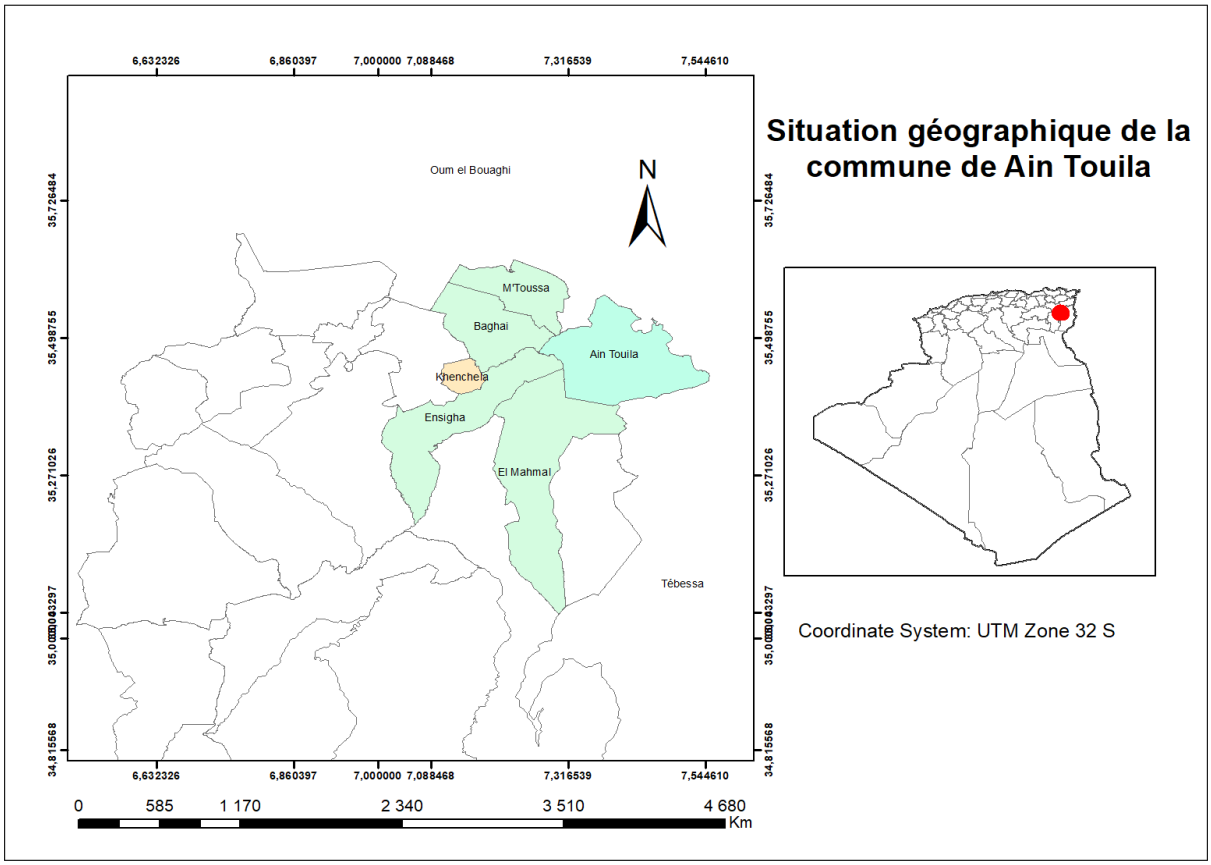


FIG. I.2 : Situation géographique de la commune de Aïn Touila. *(Source : ArcGis, 2025).*

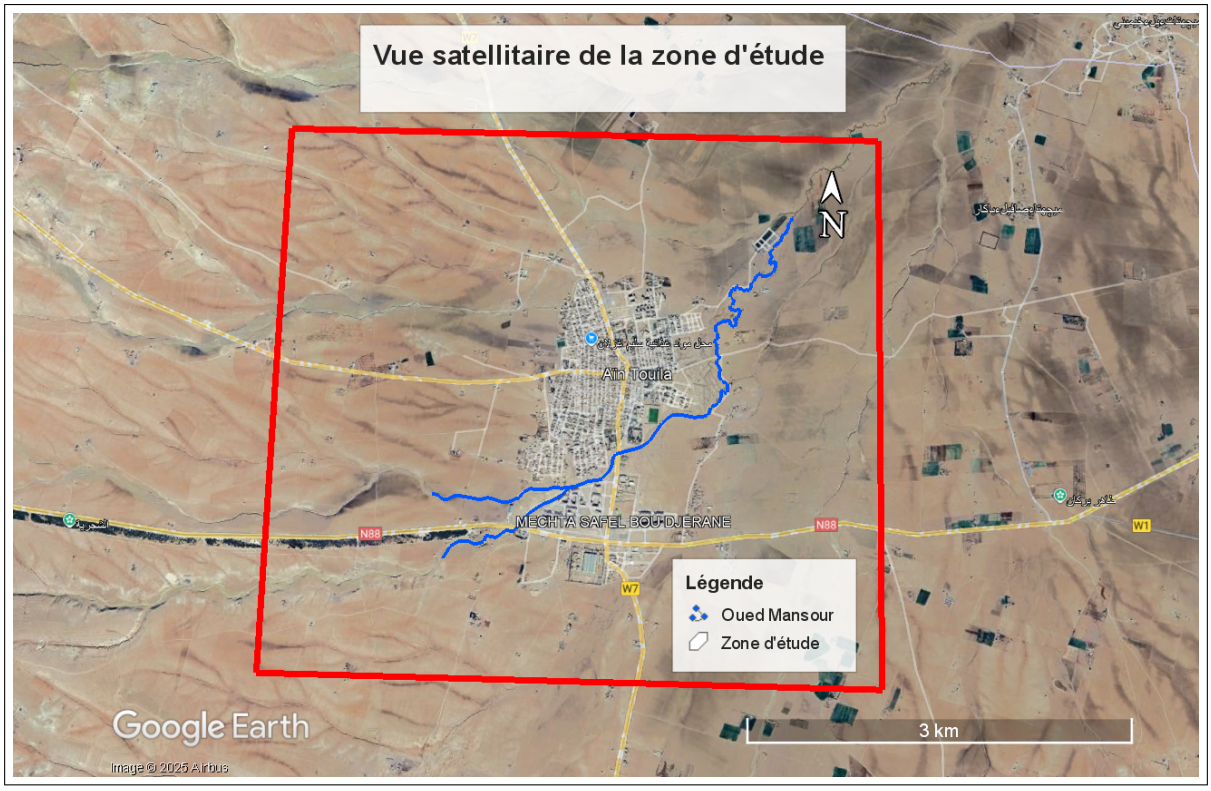


FIG. I.3 : Vue satellitaire de la zone d'étude Aïn Touila. *(Source : Google Earth, 07-05-2025).*

I.1.2 Géologie régionale

Conformément aux caractéristiques physico-géographiques de l'Algérie, la zone d'étude se situe dans la région des chaînes montagneuses de l'Atlas saharien, plus précisément dans sa portion la plus élevée et la plus complexe : le massif montagneux plissé de l'Aurès.

Au nord-ouest, la dépression étroite de Batna–El Kantara marque la séparation entre le massif de l'Aurès et les monts du Hodna. Au nord, le massif est bordé par la cuvette de Timgad, dont la partie centrale est occupée par le seuil naturel de Garaët Tarf. Cette dépression s'étend progressivement vers les Hautes Plaines constantinoises. À l'est, le massif de l'Aurès se raccorde au système montagneux des Némentchas.

Sur le plan structural, le massif de l'Aurès se caractérise par une succession de crêtes plissées parallèles, orientées du sud-ouest vers le nord-est. Plusieurs sommets de cette chaîne atteignent des altitudes supérieures à 2 000 mètres. Le point culminant de la région est le mont Chélia, qui s'élève à 2 328 mètres d'altitude.

I.1.2.1 Géologie de l'Aurès

Les formations géologiques les plus anciennes actuellement identifiées dans la région remontent au Trias. Celles-ci n'apparaissent jamais dans une stratigraphie normale, n'affleurant qu'en présence de structures diapiriques. Les dépôts les plus récents, datés du Quaternaire, comblent les vallées actuelles, forment des accumulations d'éluvions sur les versants, ainsi que des cônes de déjection aux embouchures de plusieurs oueds. Entre ces deux extrémités chronologiques, une série stratigraphique continue allant du Jurassique supérieur à l'Éocène constitue la majeure partie du substratum rocheux des Aurès, dominée par des formations calcaires et terrigènes. À la suite de la phase tectonique majeure du Lutétien, les dépôts deviennent majoritairement continentaux, à l'exception de quelques dépôts marins d'âge miocène (Guiraud, 1988).

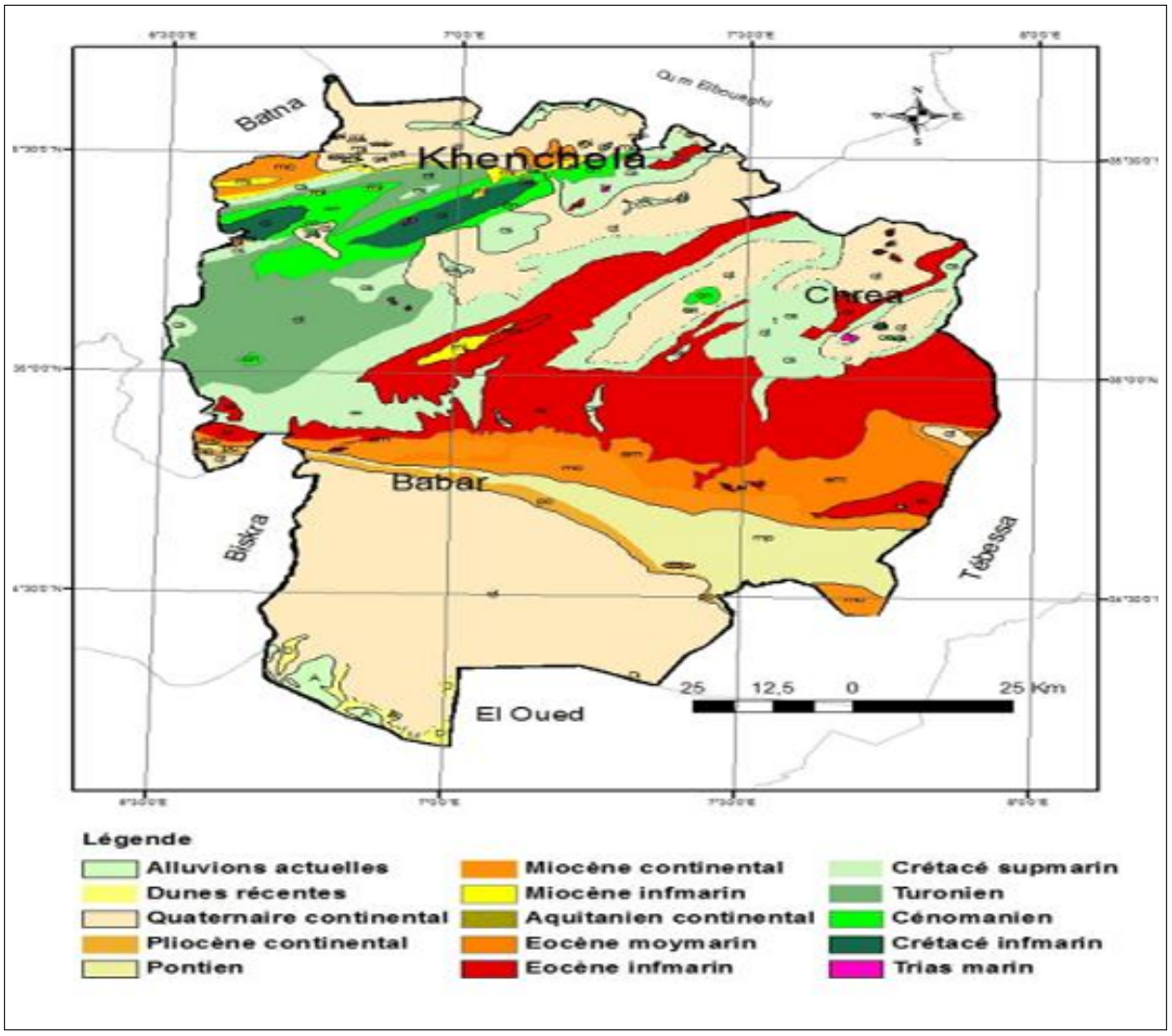


Fig. I.4 : Carte géologique de Khenchela. *(Source : Laffite, 1939).*

I.1.3 Sismicité de la région d'étude

Les règles parasismiques algériennes (RPA), établies en 1999 par le ministère de l'Habitat, montrent que la région d'étude du projet — wilaya de Khenchela — est classée dans la zone sismique « I » (zone à faible sismicité), dans laquelle les règles parasismiques doivent être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importants ou de grande envergure.

I.2 La climatologie

Les conditions climatiques du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les précipitations et les facteurs climatiques dans leur ensemble sont des variables aléatoires dans le temps et dans l'espace, permettant d'expliquer quantitativement les variations des composantes du régime hydrologique dans sa conception la plus large.

Les conditions climatiques de la zone étudiée sont conditionnées par la situation géographique. Le caractère de la circulation de l'atmosphère et le relief environnant sont formés sous l'influence du Sahara — où le climat est sec et chaud — et des masses d'air marines de la zone de la Méditerranée avec un climat plus doux et plus humide.

Le climat est de type continental avec de fortes amplitudes diurnes et annuelles, des étés chauds et secs et des hivers froids, une pluviométrie souvent insuffisante, même pour des cultures résistantes à la sécheresse.

I.2.1 Température

La température de l'air agit directement avec les autres facteurs météorologiques (précipitation, évapotranspiration, établissement du bilan hydrique d'une région).

Le tableau ci-dessous présente les moyennes, minima et maxima mensuels de température pour la période 1980–2014.

TAB. I.1 : Répartitions mensuelles des températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T_{min}	13.05	5.93	2.50	1.02	1.00	1.75	3.28	5.40	9.02	14.11	17.03	15.06
T_{moy}	21.15	13.87	9.55	6.05	6.00	7.12	10.17	13.69	19.69	24.20	26.09	24.11
T_{max}	29.10	21.82	16.51	11.08	11.00	12.07	17.06	23.08	30.02	34.09	35.74	34.05

Source : O.N.M

Interprétation :

- Notre région est caractérisée par un été chaud et sec, et un hiver relativement doux. Le mois le plus froid est janvier, avec une température moyenne de 6 °C et un minimum de 1 °C ;
- Le mois le plus chaud est juillet, avec une température moyenne de 26,09 °C, pouvant atteindre 35,74 °C ;
- Moyenne de tous les minimas : +7,43 °C ;
- Moyenne de tous les maximas : +22,91 °C.

I.2.2 Le vent

Le vent est un déplacement d'air à peu près horizontal, agissant sur la pluviométrie, l'évaporation, la température et l'humidité de l'air. Il constitue donc un élément déterminant pour le climat.

Les vents les plus fréquents dans la région sont ceux de direction nord-ouest, suivis par ceux de l'ouest et du sud-est. Ce dernier, connu sous le nom de sirocco, est sec et chaud en été. Le sirocco est un vent saharien caractérisé par sa chaleur et sa sécheresse, contribuant à une évapotranspiration élevée. Il est relativement fort en juin et juillet.

TAB. I.2 : Vitesses moyenne du vent en m/s pour la période 2000-2009

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
$V(m/s)$	3.4	3.3	3.6	3.7	3.4	4.1	4.2	4.4	4.1	3.8	3.7	3.6

Source : O.N.M

I.2.3 L'humidité

Au cours de l'année, l'humidité relative de l'air connaît d'énormes fluctuations, passant de 40 % à plus de 65 %.

Tab. I.3 : Répartition de moyenne mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
$Hum_{moy}(\%)$	49.2	63.2	62	66	56	64.1	65	63.4	58.1	47.6	46	44

Source : O.N.M

Interprétation :

Les valeurs les plus élevées sont enregistrées durant la période hivernale (décembre, janvier et février). La sécheresse de l'air s'installe en été, en particulier au cours des mois de juillet et d'août. Donc, le climat dans la zone d'étude est relativement humide d'octobre à avril et modérément sec de mai à septembre.

I.2.4 L'évaporation

La zone d'étude étant soumise à un climat semi-aride, la valeur moyenne annuelle de l'évaporation est estimée à 130 mm, avec la répartition mensuelle présentée dans le tableau I.4.

Tab. I.4 : Évaporation moyenne mensuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
$Evap(mm)$	55.18	82.3	110.74	139.5	175.4	258.81	320.5	310.44	200.15	145.52	91.74	72.33

Source : O.N.M

Conclusion

Après avoir établi les principales caractéristiques climatiques, géographiques et géologiques de la zone d'étude, nous allons entamer notre étude en nous basant sur les résultats présentés précédemment.

CHAPITRE II

Étude hydrologique

Étude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la Terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines (Roche, 1963). En raison de la complexité des processus qu'elle étudie, cette science s'appuie sur des contributions variées issues de plusieurs disciplines telles que la géographie, la météorologie ou encore la géologie.

Ainsi, l'étude hydrologique représente un préalable essentiel à toute réflexion sur la gestion des eaux et la conception d'aménagements. Plus précisément, le bassin-versant de l'oued Mansour, situé dans la commune d'Aïn Touila, fait l'objet d'une délimitation à l'aide du logiciel ArcGIS, dans le but d'en cerner les principales caractéristiques. Cette étape permettra ensuite d'estimer les périodes de retour des crues et d'évaluer les débits maximaux, informations cruciales pour imaginer un projet de protection contre les inondations efficace et adapté au contexte local.

II.1 Étude des caractéristiques du bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval vers un point unique de l'espace qu'on appelle exutoire. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique (TOUAÏBIA, 2004).

Pour la délimitation du bassin versant d'Oued Mansour, on a utilisé le logiciel ArcGIS et la carte satellitaire MNT.

II.1.1 Situation hydrographique

Le bassin versant de la zone d'étude est situé dans le grand bassin versant Medjerda, identifié sous le code 12 par l'A.N.R.H, et appartient au sous-bassin n° 02 Oued Meskiana. Il est situé entre 35°12'14" et 35°28'21" de latitude nord, et 7°12'14" et 7°28'21" de longitude est.

Les coordonnées UTM Zone 32N de l'exutoire du bassin versant de l'Oued Mansour sont :

- **Longitude (X)** : 361 423.630 m
- **Latitude (Y)** : 13 923 086.694 m
- **Altitude (Z)** : 981 m

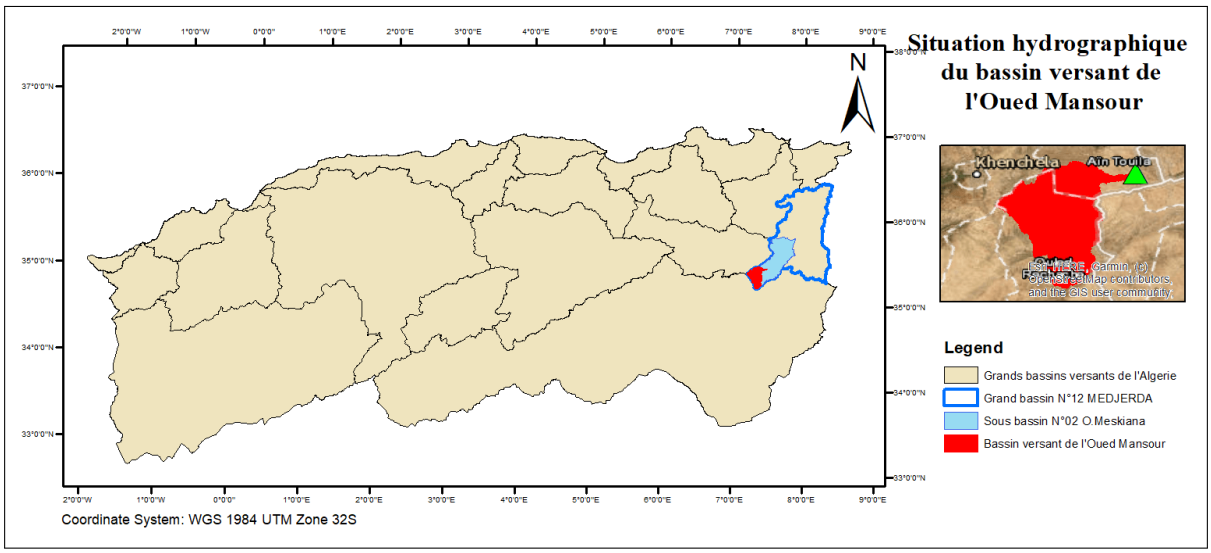


FIG. II.1 : Situation hydrographique du bassin versant *(Source : ArcGIS, 2025).*

II.1.2 Délimitation des sous-bassins versants

La délimitation des sous-bassins versants est établie en suivant les lignes de crête, de telle sorte que les limites ne traversent les cours d'eau qu'au niveau de l'exutoire. Ce bassin a été divisé en deux sous-bassins.

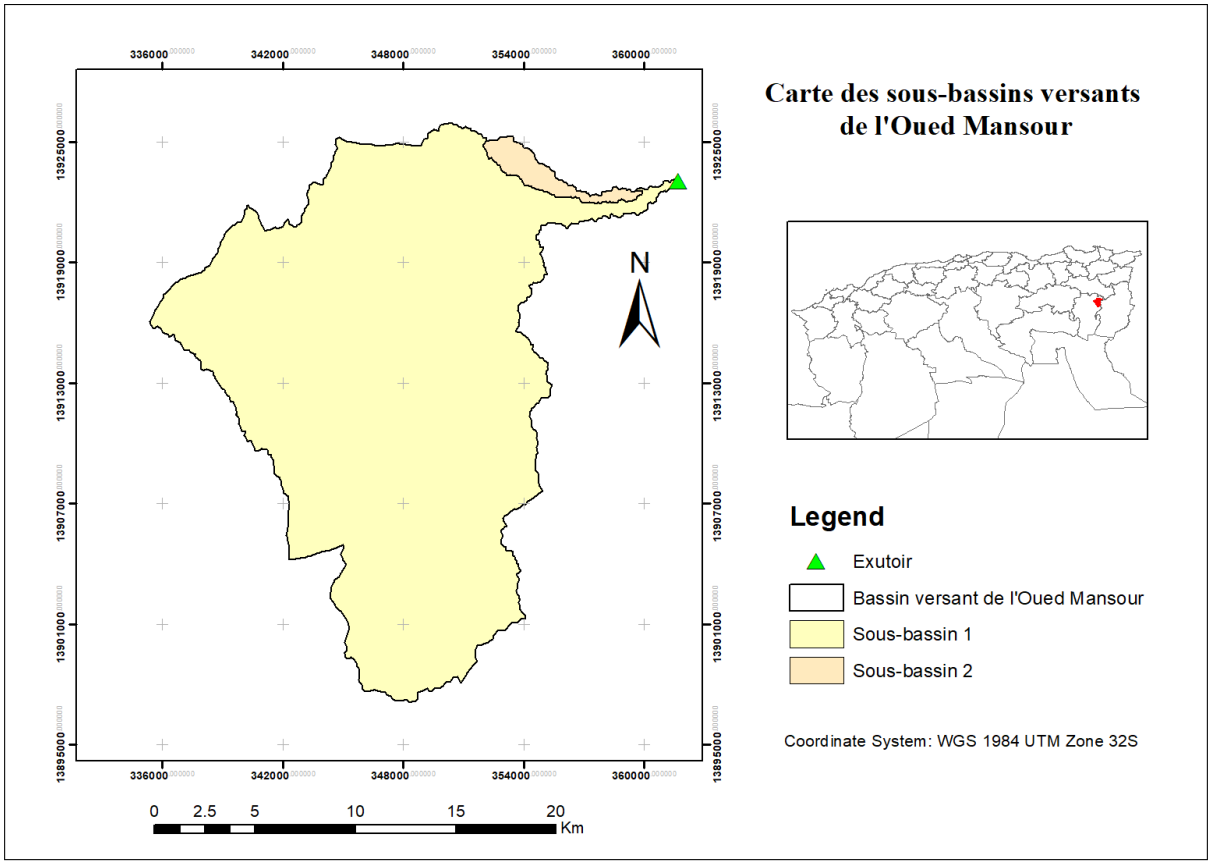


FIG. II.2 : Présentation des sous-bassins versants de l'oued Mansour *(Source : ArcGIS, 2025)* .

II.1.3 Étude géomorphologique du bassin versant

L'étude géomorphologique constitue l'assise de base pour toutes les études hydrologiques, telles que le traitement et l'aménagement des cours d'eau. Elle constitue, par conséquent, un support solide de l'étude hydrologique, du fait des fonctions étroites qui relient les paramètres hydrologiques aux indices géomorphologiques d'un bassin versant donné. Ainsi, il est indispensable de connaître avec la plus grande précision possible les limites et la topographie du bassin étudié, afin de déterminer ses caractéristiques géomorphologiques, telles que la superficie, la forme, les pentes, etc.

II.1.3.1 Caractéristiques morphologiques

- **La superficie** : paramètre essentiel qui permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques comme le débit, le volume des précipitations ou l'infiltration. Exprimée en km².

- **Le périmètre** : correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin versant, généralement exprimée en km.
- **Longueur du thalweg** : ligne de drainage principale du bassin, exprimée en km.

Les paramètres morphologiques du bassin versant de l'oued Mansour sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. II.1 : Paramètres morphologiques des sous-bassins versants

N° Sous-bassin	Surface (km²)	Périmètre (km)	Longueur du thalweg (km)
Sous-bassin 1	348.23	114.3	52.25
Sous-bassin 2	7.52	20.57	8.28

II.1.3.2 Caractéristiques géométriques

Les principales caractéristiques géométriques sont :

- **Indice de compacité de Horton** :

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_H = \frac{S}{L_{cp}^2} \tag{II.1}$$

K_H : Indice de compacité de Horton.

S : Surface du bassin versant (km^2).

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

Cette relation permet de déterminer la forme du bassin versant.

Interprétation :

- Si $K_H < 1$, le bassin est allongé, entraînant un temps de concentration plus long et des crues plus lentes.
- Si $K_H > 1$, le bassin est compact, avec un écoulement plus rapide et des crues plus violentes.

- **Indice de Gravélius (compacité)** :

Appelé aussi indice de forme, il caractérise la forme du bassin et exprime l'allongement

des sous-bassins, il est le rapport entre le périmètre du bassin et le périmètre d'un cercle de même superficie.

$$K_G = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \tag{II.2}$$

K_G : Indice de compacité de Gravélius.

S : Surface du bassin versant (km^2).

P : Périmètre du bassin versant (Km).

Interprétation :

- $K_G = 1$: bassin très compact.
- $K_G < 1.3$: bassin moyennement compact.
- $K_G > 1.3$: bassin allongé.
- **Coefficient d'allongement** :

$$C_a = \frac{L_{cp}^2}{S} \tag{II.3}$$

C_a : Coefficient d'allongement.

S : Surface du bassin versant (km^2).

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

- **Rectangle équivalent** :

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin versant réel en gardant la même superficie. Il est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définies respectivement par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_G\sqrt{S}}{1.12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G}\right)^2}\right] \tag{II.4}$$

$$l = \frac{K_G\sqrt{S}}{1.12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G}\right)^2}\right] \tag{II.5}$$

L : la longueur du rectangle (Km).

l : la largeur du rectangle (Km).

S : Surface du bassin versant (km^2).

Les paramètres géométriques du bassin versant de l'oued Mansour sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. II.2 : Paramètres géométriques des sous-bassins versants

Désignation	**Symbole**	**Unités**	**Sous-bassin 1**	**Sous-bassin 2**
Indice de compacité de Horton	K_H	/	0.03	0.02
Indice de Gravélius	K_G	/	1.70	2.10
Coefficient d'allongement	C_a	/	7.84	9.12
Longueur du rectangle équiv.	L	km	49.74	9.41
Largeur du rectangle équiv.	l	km	7.00	0.80

Dans notre cas, les deux sous-bassins versants sont caractérisés par un $K_G > 1{,}3$, ils sont donc de forme relativement allongée.

II.1.4 Étude du relief

Le relief exerce une influence déterminante sur la forme de l'hydrogramme de crue. En effet, une pente marquée entraîne un écoulement plus rapide des eaux, ce qui se traduit par un temps de concentration réduit et une montée brusque du débit. L'analyse du relief est donc essentielle, notamment à travers la répartition altimétrique du bassin versant, représentée par une courbe spécifique connue sous le nom de courbe hypsométrique.

II.1.4.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique constitue une représentation graphique permettant d'illustrer la distribution des superficies d'un bassin versant en fonction de l'altitude. Elle offre une vue d'ensemble synthétique du relief de la zone étudiée, facilitant l'analyse de la répartition altimétrique et de la pente générale du bassin.

Cette courbe est construite en reportant les altitudes en ordonnée et les pourcentages cumulatifs de surface en abscisse. Elle est élaborée à partir du calcul des superficies comprises entre les courbes de niveau successives, ce qui permet de déterminer la fraction de la surface totale correspondant à chaque tranche d'altitude.

En tant que représentation simplifiée du profil topographique du bassin, la courbe hypsométrique fournit des indicateurs utiles pour la comparaison entre différents bassins versants. Sa pente moyenne, extraite à partir de la courbe, reflète le degré de déclivité global. Dans le cadre de cette étude, la courbe hypsométrique a été générée à l'aide du logiciel ArcGIS, à partir de l'analyse des surfaces élémentaires cumulées selon les différentes altitudes.

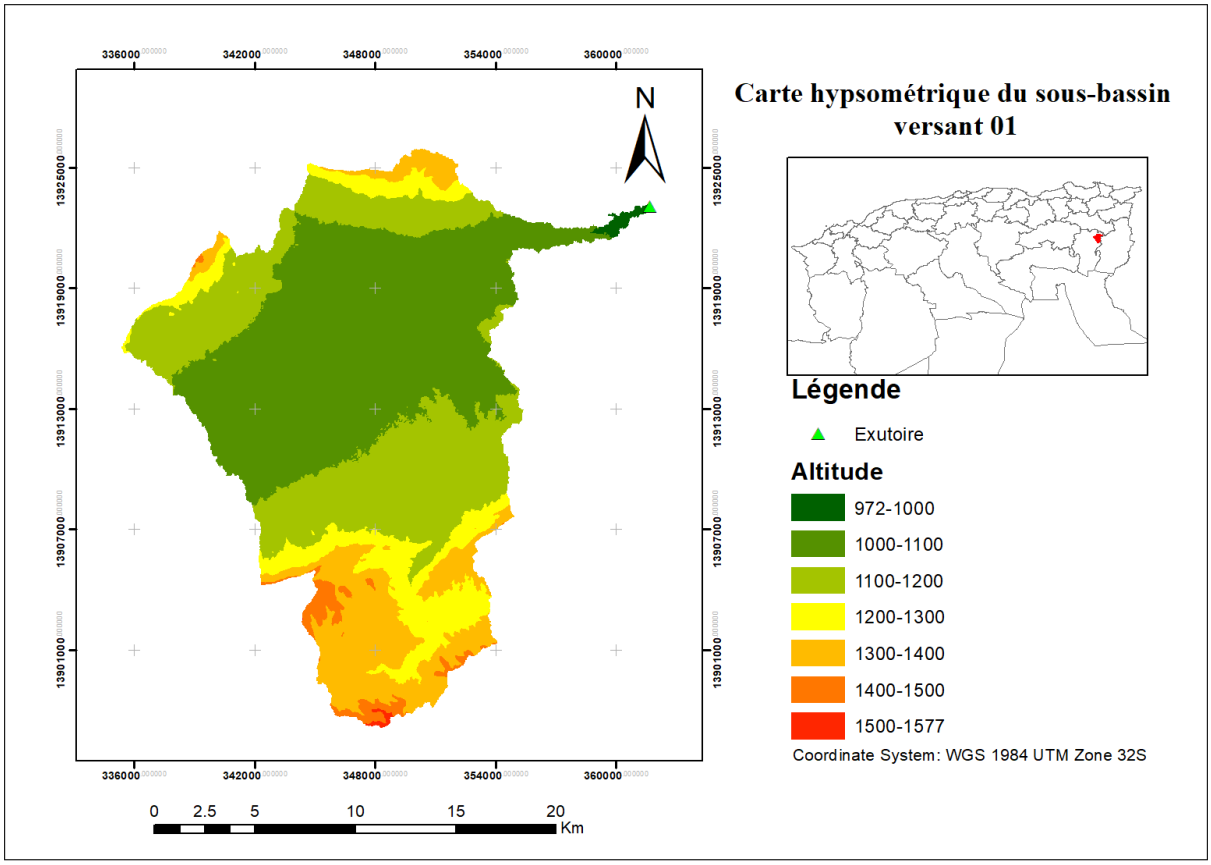


FIG. II.3 : Carte altimétrique du bassin versant 01 *(Source : ArcGIS, 2025).*

TAB. II.3 : Paramètres hypsométriques du sous-bassin 01 de l'oued Mansour

Altitude (m)	H_i **(m)**	**Surface (km²)**	**Surfaces partielles (%)**	**Surfaces cumulées (km²)**	**Surfaces cumulées (%)**
1500–1577	1538.5	0.50	0.14	0.50	0.14
1400–1500	1450	7.03	2.02	7.53	2.16
1300–1400	1350	47.26	13.57	54.79	15.73
1200–1300	1250	37.11	10.66	91.90	26.39
1100–1200	1150	101.74	29.22	193.64	55.61
1000–1100	1050	153.00	43.94	346.64	99.54
972–1000	986	1.59	0.46	348.23	100.00

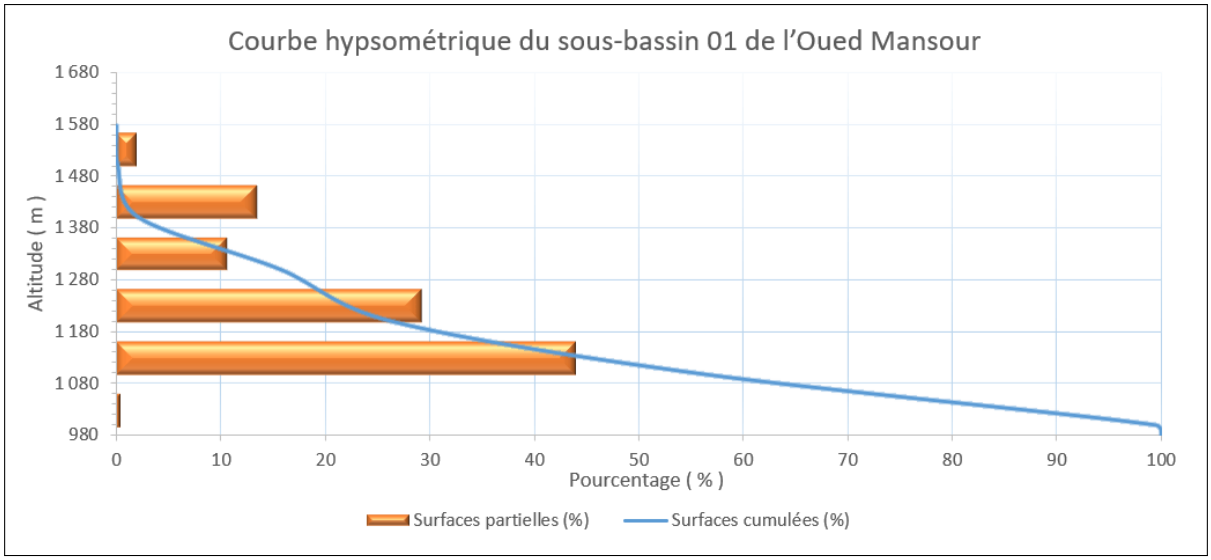


FIG. II.4 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du sous-bassin 01 de l'oued Mansour.

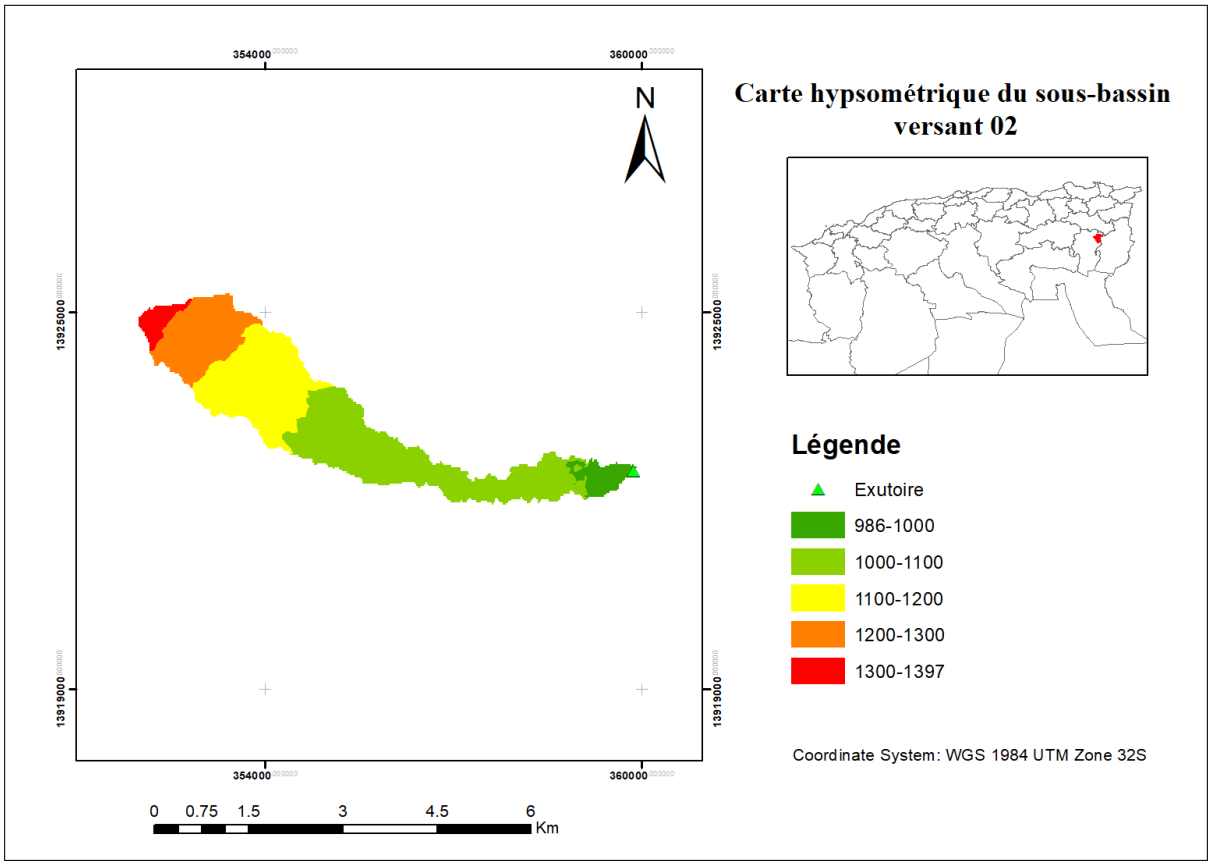


FIG. II.5 : Carte altimétrique du bassin versant 02 *(Source : ArcGis, 2025).*

TAB. II.4 : Paramètres hypsométriques du sous-bassin 02 de l'oued Mansour

Altitude (m)	H_i **(m)**	**Surface (km²)**	**Surfaces partielles (%)**	**Surfaces cumulées (km²)**	**Surfaces cumulées (%)**
1300–1397	1348.5	0.26	3.46	0.26	3.46
1200–1300	1250	1.40	18.62	1.66	22.07
1100–1200	1150	2.25	29.92	3.91	51.99
1000–1100	1050	3.23	42.95	7.14	94.95
986–1000	993	0.38	5.05	7.52	100.00

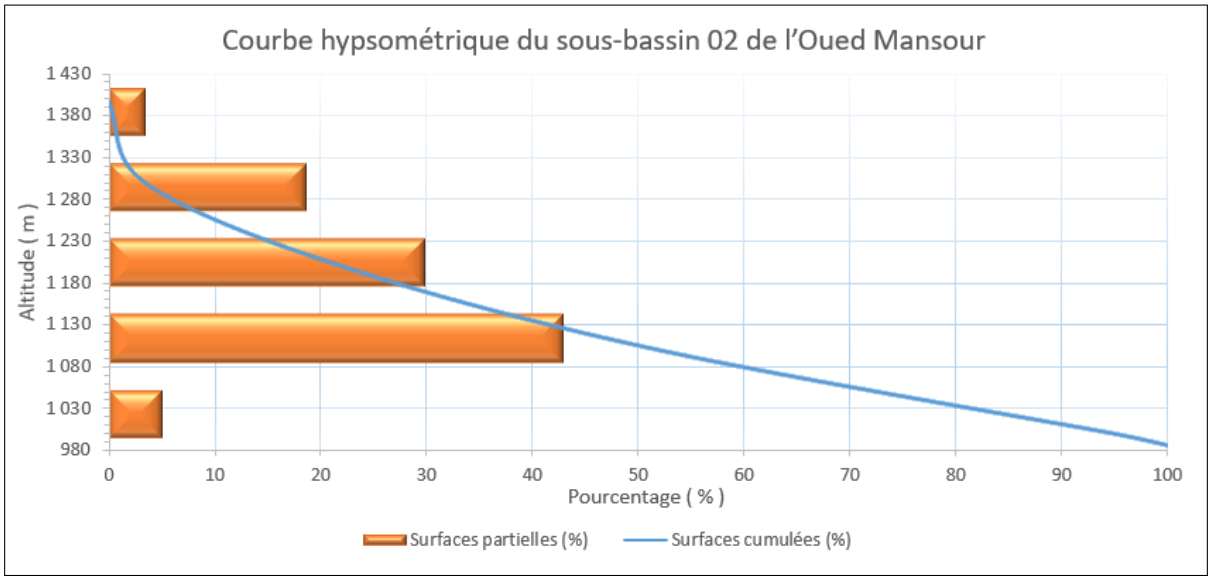


FIG. II.6 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du sous-bassin 02 de l'oued Mansour.

Les principales caractéristiques altimétriques correspondent à :

- **Les altitudes maximale (H_{max}) et minimale (H_{min})**

Elles sont déterminées à partir des cartes topographiques. H_{max} correspond au point culminant du bassin versant, tandis que H_{min} se situe généralement à l'exutoire, représentant ainsi son point le plus bas. Ces altitudes constituent des paramètres essentiels, notamment dans le cadre de l'élaboration de relations reliant les caractéristiques topographiques aux variables climatologiques telles que la température et les précipitations.

- **L'altitude moyenne (H_{moy})**

Il s'agit du rapport entre la somme des surfaces partielles pondérées par leur altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant.

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \tag{II.6}$$

S_i : Surfaces partielles entre deux courbes de niveau (km^2).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).

S : Surface du bassin versant (km^2).

- **Altitude 5%**

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **Altitude 50%**

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **Altitude 95%**

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. II.5 : Caractéristiques altimétriques des sous-bassins versants.

Altitudes (m)	**H max**	**H moy**	**H min**	**H 5%**	**H 50%**	**H 95%**
Sous-bassin 1	1577	1150	972	1372	1315	1009
Sous-bassin 2	1397	1125	986	1289	1105	1000

II.1.4.2 Indices de pente

Ces indices servent à décrire les pentes d'un bassin versant, facilitant ainsi les comparaisons et la classification des bassins. Ils sont également utilisés pour estimer les vitesses d'écoulement superficiel.

- **La pente du bassin versant :**

$$I_{BV} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_{\text{Talwegs}}} \tag{II.7}$$

L_{Talwegs} : Longueur des talwegs (km).

$H_{\max}$: Hauteur maximale (m).

$H_{\min}$: Hauteur minimale (m).

- **La pente moyenne du bassin versant :**

$$I_m = \frac{\Delta H\,(0.5L_1 + L_2 + \cdots + 0.5L_n)}{S_{BV}} \tag{II.8}$$

ΔH : Dénivelé entre deux courbes de niveau successives (m).

L_i : Longueurs des courbes de niveau (km).

S_{BV} : Superficie du bassin versant (km^2).

Tab. II.6 : Pente moyenne du sous-bassin versant 01.

Courbes (m)	**Longueur (km)**	**ΔH** (m)	**Surface (km^2)**	I_m **(m/km)**
1000	2.72	100	348.23	73.16
1100	96.51			
1200	49.5			
1300	69			
1400	34.26			
1500	4.15			

Tab. II.7 : Pente moyenne du sous-bassin versant 02.

Courbes (m)	**Longueur (km)**	**ΔH** (m)	**Surface (km^2)**	I_m (m/km)
1000	2.43	100	7.52	83.58
1100	2.05			
1200	1.85			
1300	1.17			

- **Indice de pente de Roche I_p :**

L'indice de pente I_p de M. Roche sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant. I_p est donné par la formule :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum \sqrt{S_i \times H_i} \tag{II.9}$$

I_p : Indice de pente de Roche ;

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m) ;

S_i : Surface partielle (5 %) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}.

- **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

La pente moyenne d'un cours d'eau joue un rôle essentiel dans la vitesse d'écoulement de l'eau vers son exutoire, ainsi que dans le temps de concentration. Pour déterminer cette pente moyenne, on se base sur le profil en long du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus couramment utilisée consiste à mesurer la différence d'altitude entre le point le plus élevé et le point le plus bas du profil, puis à la diviser par la distance totale parcourue par le cours d'eau.

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r} \tag{II.10}$$

I_{pm} : Indice de pente moyenne ;

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m) ;

$H_{\max}$: Hauteur maximale (m) ;

$H_{\min}$: Hauteur minimale (m).

- **Indice de pente globale I_g :**

L'indice de pente globale représente la pente moyenne de 90 % de la superficie du bassin versant. On utilise cette relation pour le calcul :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \tag{II.11}$$

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m) ;

$H_{5\%}$: Altitude correspondant à 5 % de la surface totale (m) ;

$H_{95\%}$: Altitude correspondant à 95 % de la surface totale (m).

Tab. II.8 : Classification O.R.S.T.O.M du relief à partir de l'indice de pente globale.

N°	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	$I_g > 0.1$

O.R.S.T.O.M : Ancien Office de la recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération, puis en 1998 Institut de recherche pour le développement (I.R.D).

II.1.4.3 Dénivelée spécifique

L'indice I_g diminue pour un même bassin lorsque la surface augmente, rendant difficile la comparaison entre des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s permet d'appliquer la classification de l'O.R.S.T.O.M (Tableau II.8), qui définit les différents types de relief des bassins versants, quelle que soit leur superficie. La dénivelée spécifique offre une idée générale sur le relief du bassin et est définie par la formule suivante :

$$D_s = I_g\sqrt{A} = D\sqrt{\frac{I}{L_r}} \tag{II.12}$$

Tab. II.9 : Classification des reliefs selon la dénivelée spécifique (D_s).

Classe	Intervalle (m)	Type de relief
R1	$D_s < 10$	Relief très faible
R2	$10 < D_s < 25$	Relief faible
R3	$25 < D_s < 50$	Relief assez faible
R4	$50 < D_s < 100$	Relief modéré
R5	$100 < D_s < 250$	Relief assez fort
R6	$250 < D_s < 500$	Relief fort
R7	$D_s > 500$	Relief très fort

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. II.10 : Résultats de calculs des pentes et de la dénivelée spécifique des sous-bassins.

Paramètres	Symbole	Unités	Sous-bassin 1	Sous-bassin 2
Pente du bassin versant	S_{BV}	m/km	11.58	49.64
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/km	73.16	83.58
Indice de pente de Roche	I_p	%	2.84	0.9
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/km	12.16	43.66
Indice de pente globale	I_g	m/km	7.30	30.70
Dénivelée spécifique	D_s	m	114.79	30.59
Relief	/	/	Assez fort	Assez faible

II.1.5 Étude du réseau hydrographique

L'étude du réseau hydrographique permet de comprendre l'organisation du drainage du bassin versant, en identifiant les cours d'eau principaux et secondaires. Ces éléments sont essentiels pour l'analyse du comportement hydrologique du bassin et pour la modélisation des écoulements.

II.1.5.1 Caractéristiques du réseau hydrographique

Le cours d'eau principal d'un fleuve est structuré par l'apport de ses affluents majeurs, eux-mêmes alimentés par des affluents de second ordre, selon une hiérarchie ramifiée qui se prolonge jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau situés aux sources du bassin versant.

L'ensemble de ces éléments constitue ce que l'on appelle le chevelu hydrographique du bassin.

L'analyse d'un réseau hydrographique requiert ainsi la caractérisation de plusieurs paramètres morphométriques essentiels tels que la densité de drainage, l'ordre des cours d'eau et la longueur totale du réseau (ORSTOM, 1980).

Hiérarchisation du réseau

La ramification d'un cours d'eau est réalisée en attribuant un système de numérotation à chaque tronçon en fonction de son importance dans le réseau de drainage. Cette classification, basée sur la méthode de Schumm-Strahler (1957), repose sur les règles suivantes :

- Un cours d'eau qui ne reçoit aucun affluent est classé comme un cours d'eau de premier ordre.
- Lorsque deux cours d'eau de même ordre n se rencontrent, le cours d'eau qui en résulte est classé comme étant d'ordre $n+1$.
- Lorsqu'un cours d'eau se forme à partir de la rencontre de deux rivières de niveaux différents, c'est celui qui possède l'altitude la plus élevée qui commande et devient le cours principal.

La carte ci-dessous présente le réseau hydrographique des sous-bassins versants de l'oued Mansour.

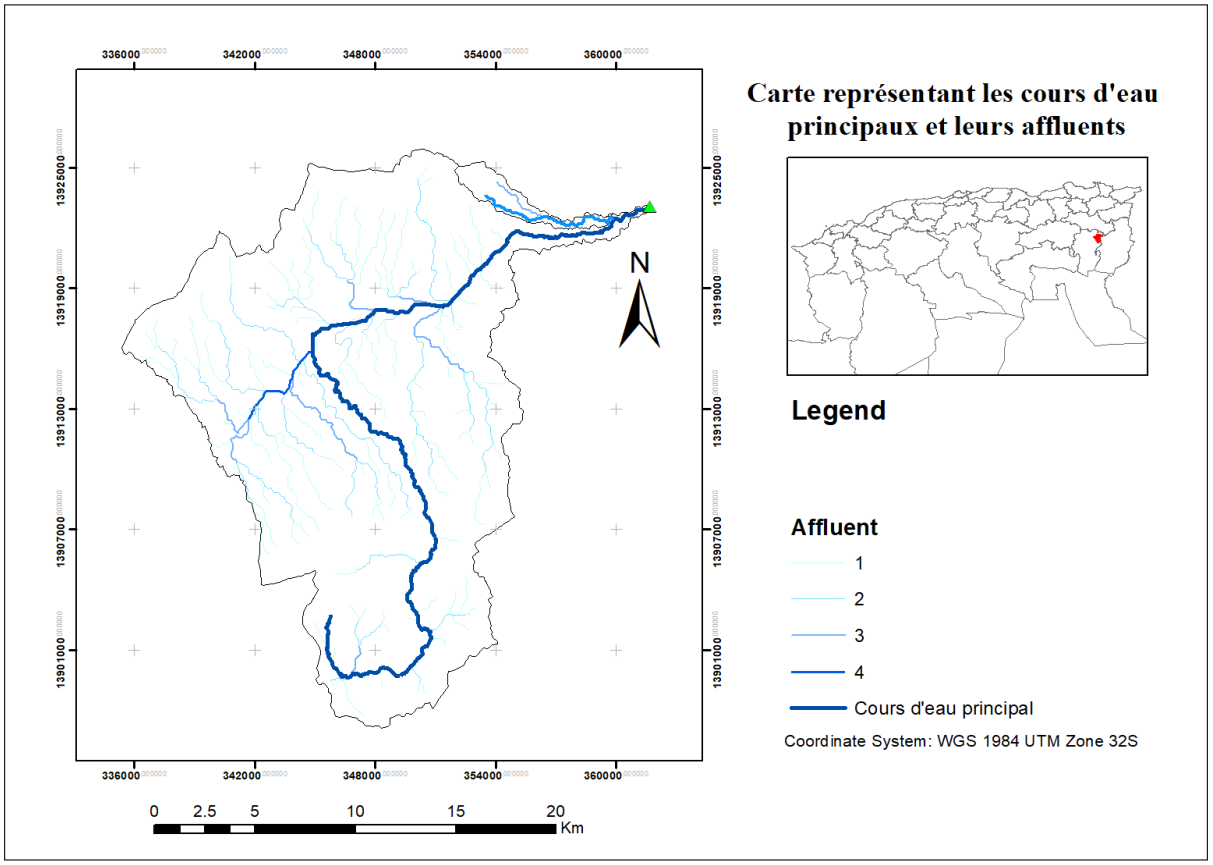


FIG. II.7 : Présentation des cours d'eau principaux et de leurs affluents *(Source : ArcGIS, 2025)*.

II.1.5.2 Paramètres hydrographiques

Pour définir les paramètres hydrographiques, on calcule généralement les indicateurs suivants, qui permettent de caractériser le réseau de drainage d'un bassin versant.

- **Densité de drainage D_d :**

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de l'ensemble des cours d'eau et la superficie du bassin versant.

Elle traduit la dynamique hydrologique du bassin : une valeur élevée indique un réseau hydrographique dense, capable de réagir rapidement aux événements pluvieux.

La densité de drainage s'exprime en km/km^2 et est calculée selon la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{S} \tag{II.13}$$

D_d : Densité de drainage ;

l_i : Longueur des talwegs du bassin d'ordre n (km) ;

S : Superficie du bassin versant (km^2).

- **Profil en long :**

Le profil en long d'un cours d'eau permet d'évaluer la pente moyenne de celui-ci. Cette information est essentielle pour l'estimation du temps de concentration du bassin versant.

- **Densité hydrographique des talwegs élémentaires F_1 :**

La densité hydrographique correspond au rapport entre le nombre de canaux d'écoulement et la surface du bassin.

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{S} \tag{II.14}$$

F_1 : Densité hydrographique ;

N_1 : Nombre de cours d'eau d'ordre 1 ;

S : Superficie du bassin versant (km^2).

- **Coefficient de torrentialité C_t :**

Il est donné par l'équation suivante :

$$C_t = D_d \times F \tag{II.15}$$

D_d : Densité de drainage ;

F : Densité hydrographique.

II.1.5.3 Temps de concentration

Le temps de concentration est une notion clé dans l'hydrologie et est couramment estimé à l'aide de formules empiriques. En théorie, il représente le temps maximal qu'une goutte d'eau met pour traverser l'ensemble du bassin versant jusqu'à son exutoire. Cependant, dans les modèles hydrologiques, il est souvent compris comme le temps qui s'écoule entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct. Bien que ce paramètre soit essentiel dans la gestion des bassins versants, il reste difficile à évaluer précisément en raison de la diversité des facteurs influençant les temps de réponse des différents types de bassins.

Il existe plusieurs formules empiriques pour calculer le temps de concentration, certaines datant de plusieurs décennies, comme la formule de Kirpich, développée en 1940 après les inondations du nord-est des États-Unis en 1936 (Kirpich, 1940). Ces formules sont souvent adaptées aux spécificités géographiques et climatiques des régions concernées.

Dans le contexte algérien, il est important de sélectionner la formule la plus adaptée, en tenant compte des caractéristiques physico-géographiques des bassins versants, notamment ceux situés dans la partie nord du pays. L'estimation du temps de concentration peut ainsi être réalisée à l'aide des formules empiriques suivantes :

- **Formule de VENTURA :**

  Est donnée par :

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{BV}}} \tag{II.16}$$

T_c : Temps de concentration (h) ;

I_{BV} : Pente du bassin versant (m/m) ;

S : Superficie du bassin versant (km^2).

- **Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937) :**

  Est donnée par la formule :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \tag{II.17}$$

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

S : Superficie du bassin versant (km^2) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m) ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

- **Formule de TURAZZA :**

  S'exprime par la formule suivante :

$$T_c = 0.108\frac{\sqrt[3]{S \times L_{cp}}}{\sqrt{I_{pm}}} \tag{II.18}$$

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

S : Superficie du bassin versant (km^2) ;

I_{pm} : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

- **Formule ESPAGNOLE :**

  Est donnée par la formule :

$$T_c = 0.126 \times \left(\frac{L_{cp}}{I_{pm}^{0.25}}\right)^{0.76} \tag{II.19}$$

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

I_{pm} : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

- **Formule de SOLOVSKY :**

  Est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$T_c = 4 \times \left[\frac{(S \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{I_{BV}}}\right]^{0.75} \tag{II.20}$$

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

S : Superficie du bassin versant (km^2) ;

I_{BV} : Pente du bassin versant (m/m).

- **Formule de SCS ANRH :**

  Est donnée par :

$$T_c = \left(\frac{0.87\, L_{cp}^3}{H_{moy} - H_{\min}} \right)^{0.385} \tag{II.21}$$

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m) ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

Le tableau ci-dessous présente les résultats du calcul du temps de concentration selon différentes formules :

Tab. II.11 : Temps de concentration en heures.

Formules utilisées	**Sous-bassin 1**	**Sous-bassin 2**
Formule de VENTURA	22.11	1.57
Formule de GIANDOTTI	14.35	2.48
Formule de TURAZZA	25.76	1.92
Formule ESPAGNOLE	5.89	1.11
Formule de SOLOVSKY	18.50	2.60
Formule de SCS ANRH	12.44	1.63

- **Choix du temps de concentration**

Bien que les formules utilisées soient recommandées pour le nord de l'Algérie, elles ont produit des résultats divergents. Pour déterminer le temps de concentration final, nous avons retenu les valeurs centrales en écartant les résultats extrêmes. Nous avons ensuite choisi la valeur la plus faible, car elle est la plus défavorable pour la gestion du risque, assurant ainsi une approche de dimensionnement plus sécuritaire.

II.1.5.4 Vitesse de ruissellement

Le ruissellement désigne l'écoulement des eaux météorologiques à la surface du sol, sous l'effet de la gravité, suivant la pente du terrain et le micro-réseau hydrographique, après que l'eau ait échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. En d'autres termes, il représente le rapport entre la longueur parcourue et le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \tag{II.22}$$

V_r : Vitesse de ruissellement (Km/h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

T_c : Temps de concentration (h).

Les résultats des paramètres hydrographiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. II.12 : Résultats de calculs des paramètres hydrographiques des sous-bassins.

Paramètres	**Symbole**	**Unités**	**Sous-bassin 1**	**Sous-bassin 2**
Densité de drainage	D_d	km/km^2	1.11	1.55
Densité hydrographique	F	km^2	0.67	0.27
Coefficient de torrentialité	C_t	/	0.74	0.41
Temps de concentration	T_c	Heures	12.44	1.11
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	4.20	7.45

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques géomorphologiques des sous-bassins versants d'Oued Mansour.

Tab. II.13 : Caractéristiques morphométriques des sous-bassins versants d'Oued Mansour.

Désignation	Symbole	Unité	Sous-bassin 1	Sous-bassin 2
Superficie	S	km^2	348.23	7.52
Périmètre	P	km	114.3	20.57
Longueur du thalweg principal	L_p	km	52.25	8.28
Indice de compacité de Horton	K_h	/	0.3	0.02
Indice de compacité de Gravelius	K_c	/	1.7	2.1
Coefficient d'allongement	C_a	/	7.84	9.12
Longueur du rectangle équivalent	L	km	49.74	9.41
Largeur du rectangle équivalent	l	km	7.00	0.80
Altitude maximale	$H_{\max}$	m	1577	1397
Altitude moyenne	H_{may}	m	1150	1125
Altitude minimale	$H_{\min}$	m	972	986
Médiane 5%	$H_{5\%}$	m	1372	1289
Médiane 50%	$H_{50\%}$	m	1350	1105
Médiane 95%	$H_{95\%}$	m	1009	1000
Pente du bassin versant	I_{bv}	m/km	11.58	49.64
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/km	73.16	83.58
Indice de pente de Roche	I_p	%	2.84	0.9
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/km	12.16	43.66
Indice de pente globale	I_g	m/km	7.30	30.70
Dénivelée spécifique	D_s	m	114.79	30.59
Somme des longueurs des cours d'eau	$\sum L_i$	km	385.86	11.63
Nombre des talwegs d'ordre 1	$\sum N_1$	/	233	2
Densité de drainage	D_d	km/km^2	1.11	1.55
Densité hydrographique	F	km^2	0.67	0.27
Coefficient de torrentialité	C_t	/	0.74	0.41
Temps de concentration	T_c	h	12.44	1.11
Vitesse de ruissellement	V_r	km/h	4.20	7.45

II.2 Étude des données pluviométriques

Les précipitations représentent un facteur essentiel dans le bilan hydrologique. Leur quantification est effectuée au niveau de plusieurs stations pluviométriques implantées à travers le territoire algérien, dans le but d'obtenir une information précise sur ce paramètre.

Pour notre cas, les stations les plus proches de la zone d'étude sont : la station El Habada (21 ans), la station du barrage Foum El Gueiss BGE (13 ans) et la station Aïn Mimoun (34 ans).

Les séries de la station El Habada et de la station BGE sont inférieures à 30 ans. Ainsi, l'étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique d'Aïn Mimoun, qui dispose d'une série d'observations de plus de 30 ans, ce qui

est largement suffisant.

- L'adoption de ce poste est motivée par : Sa situation géographique, proche de l'aire d'étude.
- La disponibilité d'une série d'observations de plus de 30 ans, largement suffisante pour le dimensionnement de ce type d'aménagement.

II.2.1 Présentation de la station pluviométrique

Tab. II.14 : Caractéristique de la station pluviométrique.

Station	Code	Coordonnées			Mise en service
		X (km)	Y (km)	Z (m)	
Ain mimoun	070704	858.850	237.100	1260	1987

Source : A.N.R.H

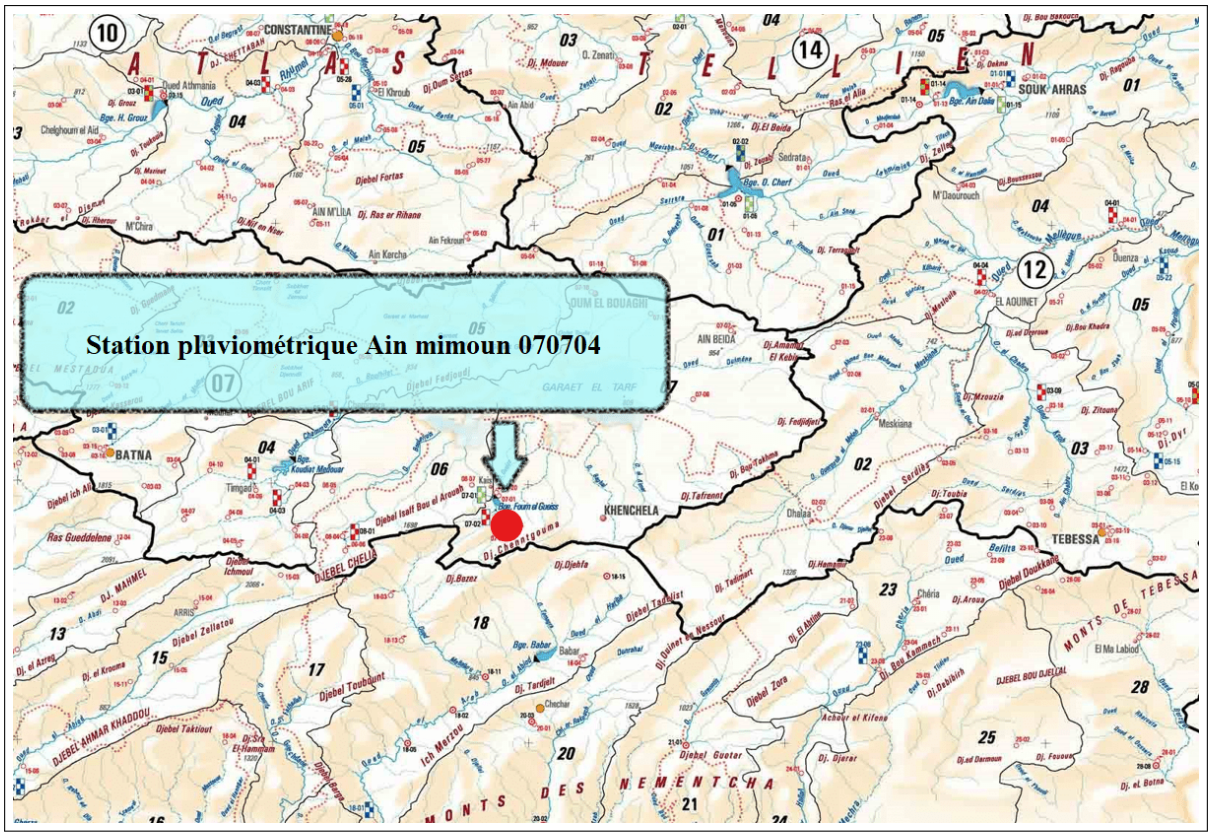


Fig. II.8 : Situation géographique de la station pluviométrique Ain mimoun.

II.2.2 Analyse des précipitations moyennes annuelles

La pluie moyenne interannuelle du poste pluviométrique d'Aïn Mimoun, pour une série d'observations de 34 ans, est de l'ordre de 530 mm, avec un écart-type de 30 mm et un coefficient de variation de 0.546. Cette série d'observation est insérée dans le tableau suivant :

Tab. II.15 : Série d'observations des précipitations moyennes annuelles du poste pluviométrique d'Aïn Mimoun.

Année	**P. moyenne (mm)**	**Année**	**P. moyenne (mm)**
1987	296.9	2004	555.9
1988	607.3	2005	498.6
1989	755.3	2006	410.75
1990	581.2	2007	568
1991	677.9	2008	489.9
1992	461	2009	558.2
1993	349.1	2010	658.5
1994	471.3	2011	538.3
1995	690.2	2012	443.2
1996	278.2	2013	555
1997	643.4	2014	643.8
1998	435.3	2015	434.7
1999	505.6	2016	430.55
2000	254.3	2017	779.6
2001	452.7	2018	632.7
2002	538.2	2019	534.1
2003	762.1	2020	538.8
Moyenne interannuelle			**530.33 mm**

Source : A.N.R.H

Tab. II.16 : Répartition mensuelle des précipitations moyennes annuelles de la station d'Aïn Mimoun.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Annuelle
Pm (mm)	48.79	45.36	51.92	44.83	49.63	33.83	58.52	46.00	56.51	30.61	14.59	49.70	530.31
Pm (%)	9.20	8.55	9.79	8.45	9.36	6.38	11.04	8.67	10.66	5.77	2.75	9.37	100.00

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

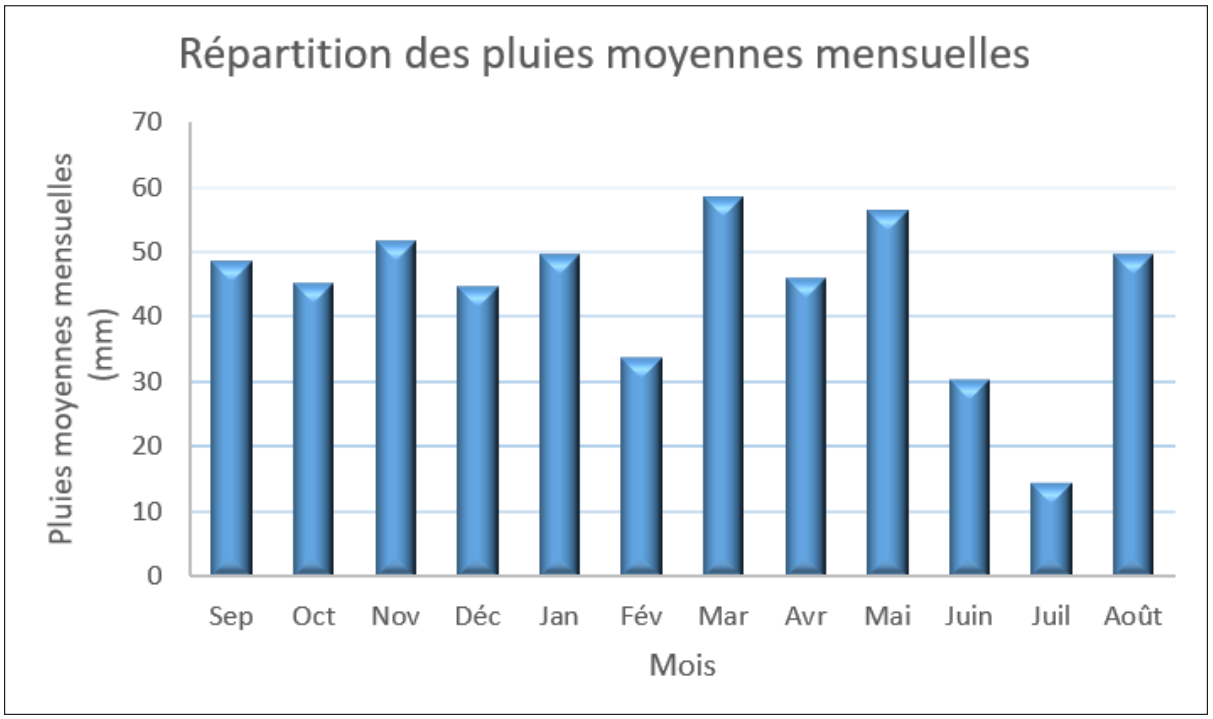


Fig. II.9 : Répartition mensuelle des précipitations.

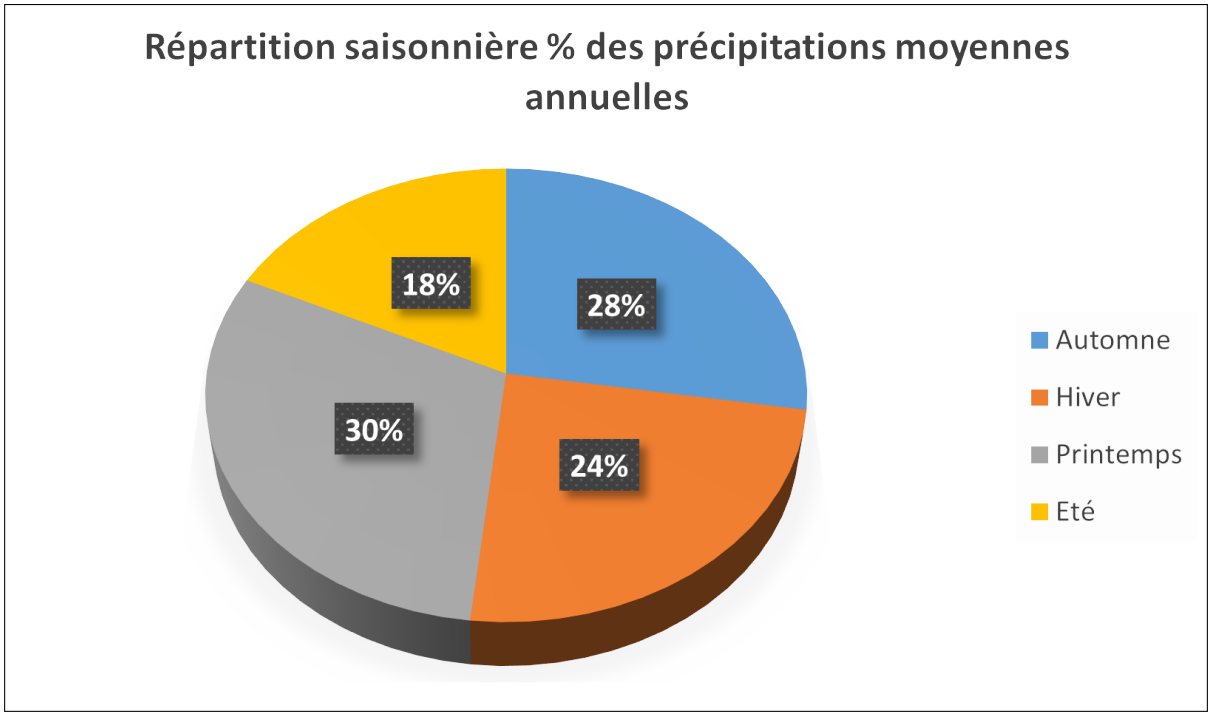


FIG. II.10 : Répartition saisonnière (%) des précipitations moyennes annuelles de la station d'Aïn Mimoun.

L'analyse de la répartition mensuelle des précipitations montre que :

- La période estivale, s'étendant de juin à août, est marquée par une sécheresse quasi totale, avec le mois de juillet identifié comme le plus aride de l'année ;
- La saison printanière enregistre les plus fortes précipitations, totalisant en moyenne 161 mm, ce qui représente environ 30 % des précipitations annuelles ;
- Quant aux saisons automnale et hivernale, elles présentent des quantités de pluie comparables, avec respectivement 146 mm et 128 mm par an, correspondant à environ 28 % et 24 % du total annuel moyen.

II.2.3 Analyse des pluies journalières maximales

L'analyse des précipitations journalières maximales constitue une étape cruciale dans les études hydrotechniques, notamment celles liées aux cours d'eau. Elle intervient directement dans le dimensionnement des ouvrages de protection et d'évacuation des crues. Cette phase de l'étude est considérée comme l'une des plus rigoureuses, car elle conditionne la fiabilité des prévisions hydrologiques et la sécurité des infrastructures.

TAB. II.17 : Série d'observations des précipitations maximales journalières du poste pluviométrique d'Aïn Mimoun.

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1987	27	2004	35.8
1988	30	2005	48.6
1989	40	2006	57.6
1990	42.5	2007	43.9
1991	33	2008	52.0
1992	44	2009	50.2
1993	47	2010	78.5
1994	37.5	2011	177.5
1995	50	2012	52.3
1996	41	2013	46.0
1997	60	2014	128.4
1998	45	2015	48.7
1999	52.5	2016	40.7
2000	31	2017	96.0
2001	32.5	2018	91.5
2002	80.7	2019	43.2
2003	43.3	2020	42.7

Source : A.N.R.H

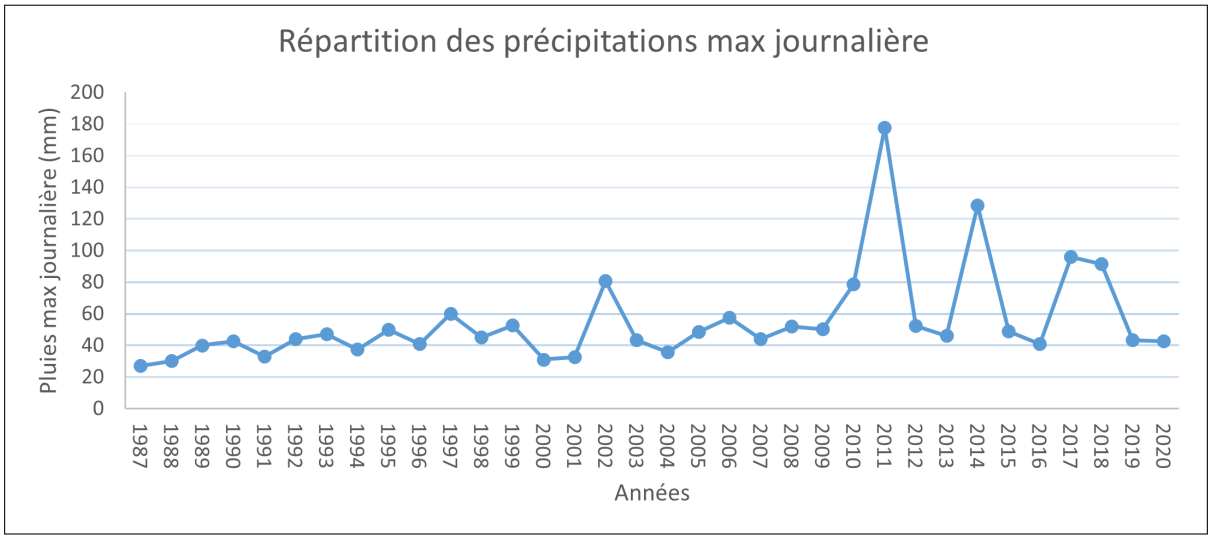


FIG. II.11 : Répartition des précipitations maximales journalières.

- Cette répartition des pluies maximales journalières permet de conclure que la région en étude présente une très forte irrégularité des pluies.

- L'analyse de la série montre bien deux pics enregistrés en 2011 et 2014, de l'ordre de 177.5 mm et 128.4 mm. Ces valeurs constituent un maximum relativement élevé.

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

TAB. II.18 : Caractéristiques empiriques de la série d'observation.

Caractéristiques	**Valeurs**
Nombre d'observations	34 ans
Minimum	27 mm
Maximum	177.5 mm
Moyenne arithmétique $\overline{X}$	55.02 mm
Écart-type σ_x	30.23 mm
Médiane	45.5 mm
Coefficient de variation C_v	0.5494
Coefficient d'asymétrie C_s	2.649
Coefficient d'aplatissement C_k	9.221
Exposant climatique b	0.33

L'exposant climatique est donné par l'ANRH.

II.2.3.1 Ajustement des pluies journalières maximales

L'ajustement statistique vise principalement à estimer les valeurs extrêmes à partir d'une série hydrologique. Après avoir déterminé la fréquence expérimentale ainsi que les caractéristiques empiriques de la série d'observation, il devient nécessaire de sélectionner une loi de probabilité capable de représenter convenablement le comportement de la série. Ce choix est essentiel pour assurer une extrapolation fiable des événements rares, et doit être fondé sur la nature des données observées ainsi que sur la qualité de l'ajustement obtenu.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- **Loi de Gumbel :** Souvent utilisée pour modéliser les événements extrêmes, comme les crues ou les pluies extrêmes. Elle est adaptée aux phénomènes rares avec de grandes valeurs ; elle est adaptée aux débits maximaux annuels.
- **Loi Log-Normale :** Utilisée lorsque les données sont positivement biaisées. Elle est généralement appliquée aux débits maximaux annuels, aux précipitations jour-

nalières, aux précipitations annuelles, au volume de ruissellement mensuel et au volume de ruissellement annuel.

a. **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

La fonction de répartition est :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \tag{II.23}$$

$F(x)$: la probabilité de non dépassement ;

α : le paramètre caractéristique de la dispersion, appelé aussi gradex ;

x_0 : le paramètre de position (mode) ;

u : la variable réduite de Gumbel.

La variable réduite de Gumbel u est définie par :

$$u = \frac{(x - x_0)}{\alpha} \tag{II.24}$$

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

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma_x \tag{II.25}$$

$$x_0 = \overline{X} - 0.577\alpha \tag{II.26}$$

σ_x : l'écart type de l'échantillon ;

$\overline{X}$: la moyenne de l'échantillon.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. II.19 : Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	Écart type	Intervalle de confiance (mm)
1000	0.999	204.2	29.97	145.5 – 263.0
100	0.99	149.8	20.34	110.0 – 189.7
50	0.98	133.4	17.46	99.14 – 167.6
20	0.95	111.4	13.67	84.61 – 138.2
10	0.90	94.45	10.82	73.23 – 115.7
5	0.80	76.76	8.01	61.06 – 92.47

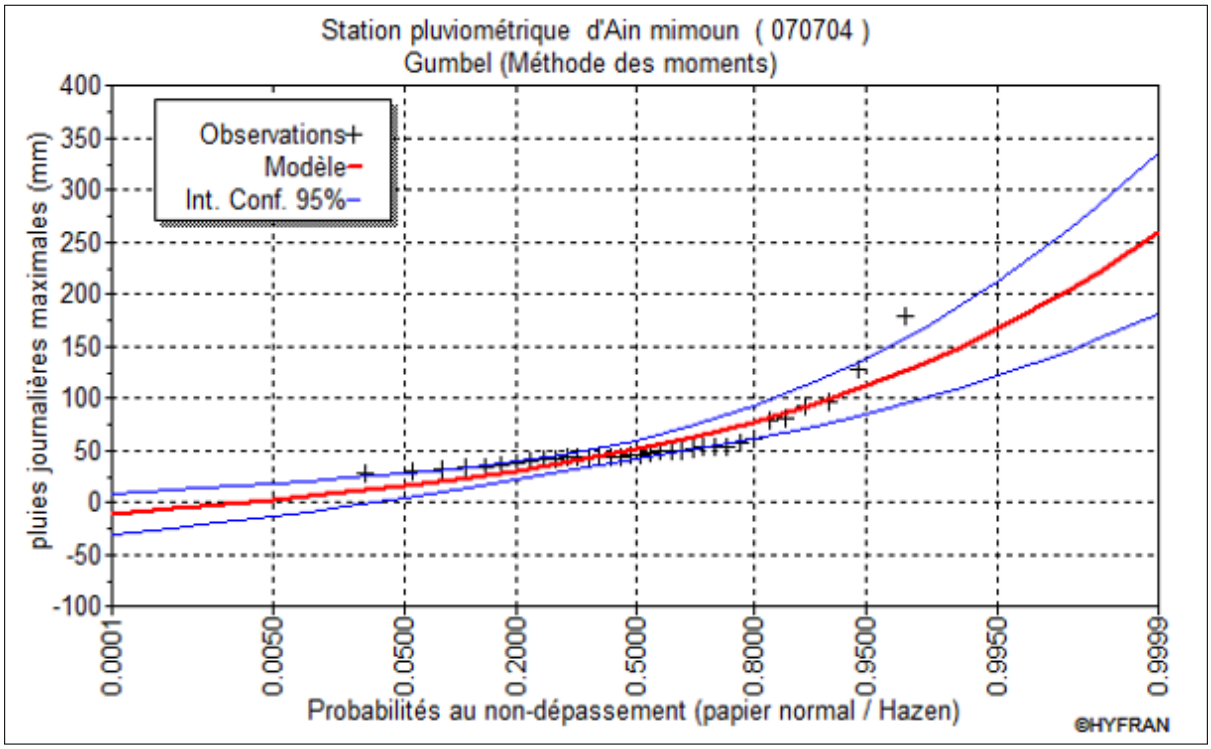


Fig. II.12 : Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL *(Source : HYFRAN, 2025).*

Tab. II.20 : Comparaison des caractéristiques statistiques entre la loi de Gumbel et l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	27
Maximum	Aucun	177.5
Moyenne	55.02	55.02
Écart-type	30.23	30.23
Médiane	50.05	45.5
Coefficient de variation (Cv)	0.5494	0.5494
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.649
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	9.221

b. **Ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale**

La fonction de répartition au non-dépassement est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2}\, du \tag{II.27}$$

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \tag{II.28}$$

L'équation de la variable réduite présente une droite sur un papier Gausso-logarithmique, en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique, selon l'équation :

$$\ln x_{p\%} = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x} \tag{II.29}$$

$\ln x_{p\%}$: Précipitation probable à P

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique du logarithme des précipitations observées ;

$\sigma_{\ln x}$: Écart-type calculé pour les précipitations sous échelle logarithmique.

Les étapes de l'ajustement :

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

Le tableau ci-dessous résume les résultats de l'ajustement de la série à la loi log-normale, réalisés par le logiciel HYFRAN :

Tab. II.21 : Résultats d'ajustement à la loi de log-normale.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	Écart type	Intervalle de confiance (mm)
1000	0.999	176.1	29.94	117.4 – 234.8
100	0.99	129.0	17.55	94.59 – 163.4
50	0.98	115.4	14.37	87.25 – 143.6
20	0.95	97.71	10.57	76.99 – 118.4
10	0.90	84.26	8.00	68.57 – 99.94
5	0.80	70.42	5.75	59.15 – 81.69

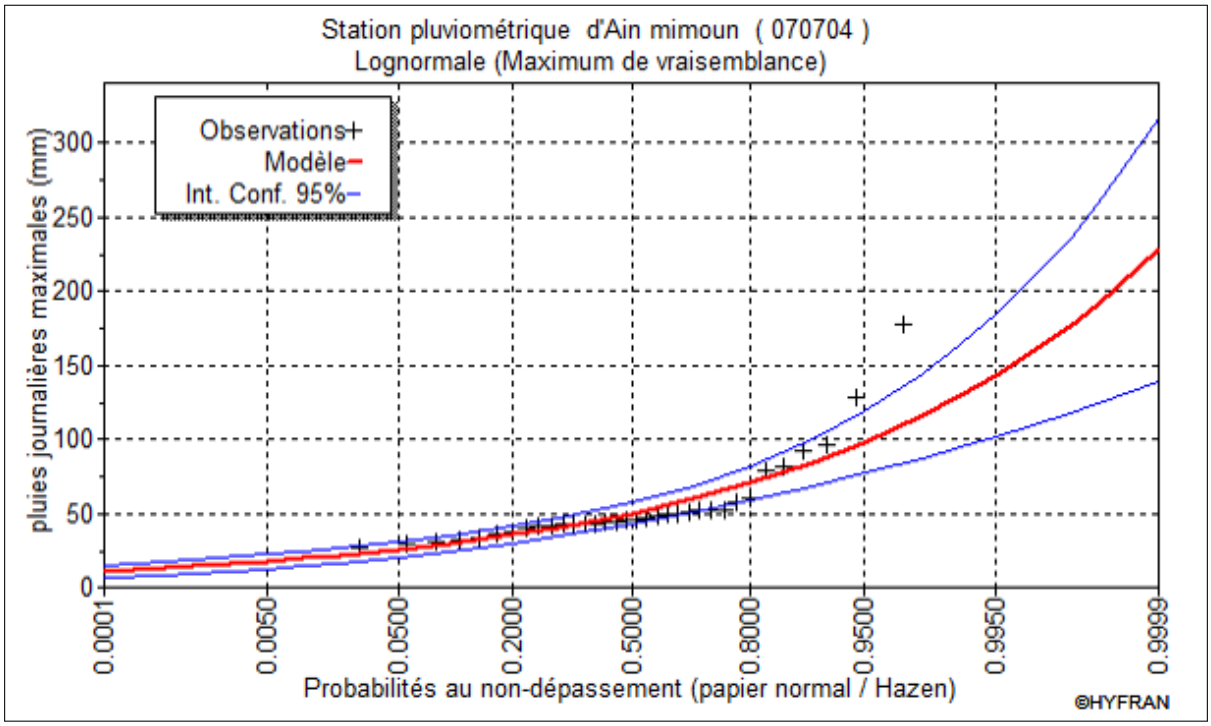


Fig. II.13 : Graphique de l'ajustement à la loi de Log-Normale *(Source : HYFRAN, 2025).*

Tab. II.22 : Comparaison des caractéristiques de la loi de log-normale et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	27
Maximum	Aucun	177.5
Moyenne	54.3	55.02
Écart-type	23.08	30.23
Médiane	49.98	45.5
Coefficient de variation (Cv)	0.425	0.5494
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.352	2.649
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.417	9.221

c. Choix de la loi d'ajustement

Il est courant de constater des écarts entre les fréquences observées expérimentalement et celles obtenues à partir d'une fonction de répartition théorique. Bien que l'ajustement graphique constitue une première approche pour évaluer la pertinence d'une loi de probabilité, il demeure insuffisant pour trancher de manière définitive.

C'est pourquoi des tests statistiques d'adéquation sont nécessaires afin de comparer plusieurs lois et retenir celle qui offre la meilleure concordance avec les données observées. Parmi les tests les plus couramment utilisés figurent :

- le test du χ^2 (chi carré) ;
- le test de Kolmogorov-Smirnov.
- **Ajustement graphique visuel (la méthode visuelle)**

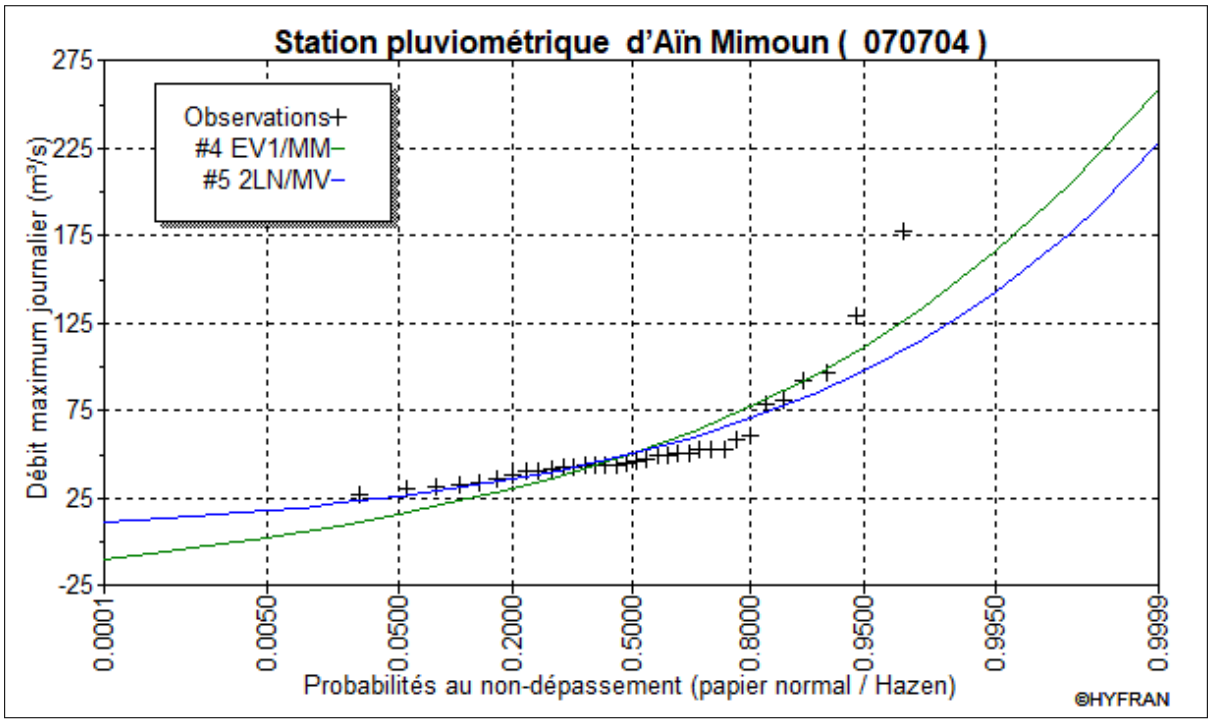


FIG. II.14 : Comparaison graphique entre les lois d'ajustement *(Source : HYFRAN, 2025).*

D'après la figure II.14, on remarque que :

- La courbe $2LN/MV$, correspondant à la loi Log-Normale, épouse plus fidèlement la tendance des points observés, notamment dans la zone des faibles probabilités, qui correspond aux événements rares et extrêmes.
- En revanche, la courbe $EV1/MM$, représentant la loi de Gumbel ajustée par la méthode des moments, sous-estime systématiquement les valeurs observées lors des

fortes crues.

- **Analyse des critères statistiques**

L'objectif d'un test d'adéquation est de vérifier la cohérence du modèle statistique choisi avec les données observées. Plus précisément, il s'agit de mettre en place une procédure permettant de tester l'hypothèse selon laquelle les observations proviennent d'une loi de probabilité donnée. Le test d'ajustement le plus couramment utilisé à cette fin est le test 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 (TOUAÏBIA, 2004).

χ^2_{calcul} est comparé à une valeur théorique $\chi^2_{thorique}$, tirée de la table de χ^2 en fonction de α et γ.

Si $\chi^2_{\text{calculé}} > \chi^2_{\text{tabulé}}$: On rejette l'hypothèse nulle.

Si $\chi^2_{\text{calculé}} \leq \chi^2_{\text{tabulé}}$: La loi d'ajustement sera retenue.

Les résultats obtenus par le test de khi carré, faits par le logiciel Hyfran, sont représentés dans ce tableau :

TAB. II.23 : Test du khi-deux pour différentes lois de distribution

Loi de l'ajustement	**Degré de liberté γ**	**Nombre de classes**	χ^2_{calcul}	$\chi^2_{thorique}$
Gumbel	5	8	22.47	11.07
Log Normale	5	8	7.88	11.07

Donc, sur la base de l'ajustement graphique et des résultats du test du khi carré, la loi Log-Normale présente une correspondance nettement plus satisfaisante avec les données hydrologiques observées à cette station. Elle se révèle donc être la loi la plus appropriée pour la modélisation des débits extrêmes dans le cadre de cette étude.

II.2.4 Pluies de courte durée

Dans cette étape, on va adopter une relation entre pluie, temps de retour et durée : celle-ci consiste à représenter, pour chaque temps de retour choisi, la pluie en fonction de la durée. C'est cette présentation que l'on nomme courbe IDF. Elle a l'avantage pratique de bien se prêter à l'interpolation pour différentes durées. Pour la mise en œuvre

des courbes IDF, on transforme les pluies maximales journalières en pluies de courtes durées exprimées en (mm).

$$P_{tc,p\%} = P_{maxj,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{II.30}$$

$P_{tc,p\%}$: pluie de courte durée fréquentielle (mm) ;

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

t : durée de l'averse en heure (h) ;

b : exposant climatique.

Par la suite, les intensités maximales correspondant à une durée donnée et à une période de retour T sont déterminées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \tag{II.31}$$

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

Les tableaux ci-dessous récapitulent les résultats de calcul.

TAB. II.24 : Pluie de courte durée P_{cr} (mm) pour différentes périodes de retour

Heures	**5 ans**	**10 ans**	**20 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000 ans**
0.5	14.97	17.91	20.77	24.53	27.42	37.43
1	19.75	23.63	27.41	32.37	36.18	49.39
1.11	20.59	24.64	28.57	33.75	37.73	51.50
2	26.06	31.19	36.16	42.71	47.74	65.18
3	30.65	36.68	42.53	50.23	56.15	76.65
4	34.39	41.15	47.72	56.36	63.00	86.00
5	37.60	44.99	52.17	61.62	68.88	94.03
6	40.45	48.39	56.12	66.28	74.09	101.14
7	43.02	51.47	59.69	70.50	78.80	107.58
8	45.38	54.30	62.96	74.36	83.13	113.48
9	47.57	56.92	66.00	77.95	87.14	118.95
10	49.61	59.37	68.84	81.31	90.89	124.07
11	51.54	61.67	71.52	84.47	94.42	128.89
12	53.37	63.86	74.05	87.46	97.76	133.46
12.44	54.14	64.78	75.12	88.73	99.18	135.40
13	55.10	65.93	76.46	90.30	100.94	137.80
14	56.76	67.92	78.76	93.02	103.98	141.95
15	58.35	69.82	80.96	95.62	106.89	145.92
16	59.88	71.64	83.08	98.12	109.69	149.73
17	61.35	73.40	85.12	100.53	112.38	153.41
18	62.77	75.10	87.09	102.86	114.98	156.96
19	64.14	76.74	88.99	105.10	117.49	160.39
20	65.47	78.33	90.84	107.28	119.93	163.71
21	66.76	79.88	92.63	109.40	122.29	166.94
22	68.01	81.38	94.37	111.45	124.59	170.08
23	69.23	82.84	96.06	113.45	126.82	173.13
24	70.42	84.26	97.71	115.40	129.00	176.10

Tab. II.25 : Intensité de pluie I_t (mm/h) pour différentes périodes de retour

Heures	**5 ans**	**10 ans**	**20 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000 ans**
0.5	29.94	35.82	41.54	49.06	54.84	74.87
1	19.75	23.63	27.41	32.37	36.18	49.39
1.11	18.55	22.20	25.74	30.40	33.99	46.40
2	13.03	15.59	18.08	21.36	23.87	32.59
3	10.22	12.23	14.18	16.74	18.72	25.55
4	8.60	10.29	11.93	14.09	15.75	21.50
5	7.52	9.00	10.43	12.32	13.78	18.81
6	6.74	8.07	9.35	11.05	12.35	16.86
7	6.15	7.35	8.53	10.07	11.26	15.37
8	5.67	6.79	7.87	9.30	10.39	14.18
9	5.29	6.32	7.33	8.66	9.68	13.22
10	4.96	5.94	6.88	8.13	9.09	12.41
11	4.69	5.61	6.50	7.68	8.58	11.72
12	4.45	5.32	6.17	7.29	8.15	11.12
12.44	4.35	5.21	6.04	7.13	7.97	10.88
13	4.24	5.07	5.88	6.95	7.76	10.60
14	4.05	4.85	5.63	6.64	7.43	10.14
15	3.89	4.65	5.40	6.37	7.13	9.73
16	3.74	4.48	5.19	6.13	6.86	9.36
17	3.61	4.32	5.01	5.91	6.61	9.02
18	3.49	4.17	4.84	5.71	6.39	8.72
19	3.38	4.04	4.68	5.53	6.18	8.44
20	3.27	3.92	4.54	5.36	6.00	8.19
21	3.18	3.80	4.41	5.21	5.82	7.95
22	3.09	3.70	4.29	5.07	5.66	7.73
23	3.01	3.60	4.18	4.93	5.51	7.53
24	2.93	3.51	4.07	4.81	5.38	7.34

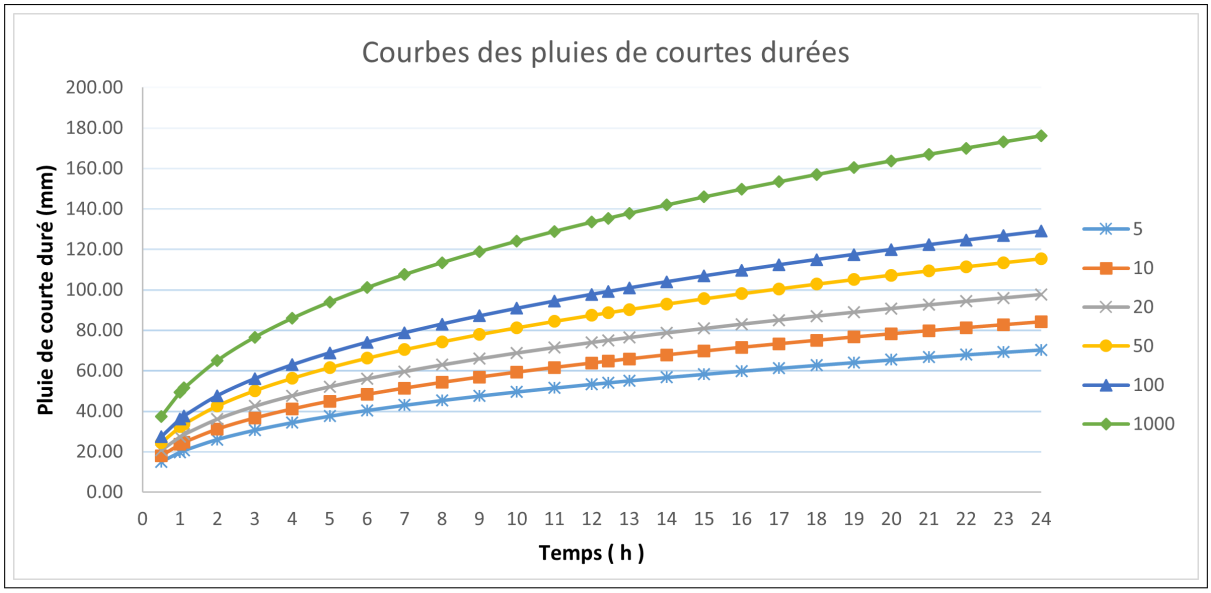


FIG. II.15 : Courbes des pluies-durées-fréquences

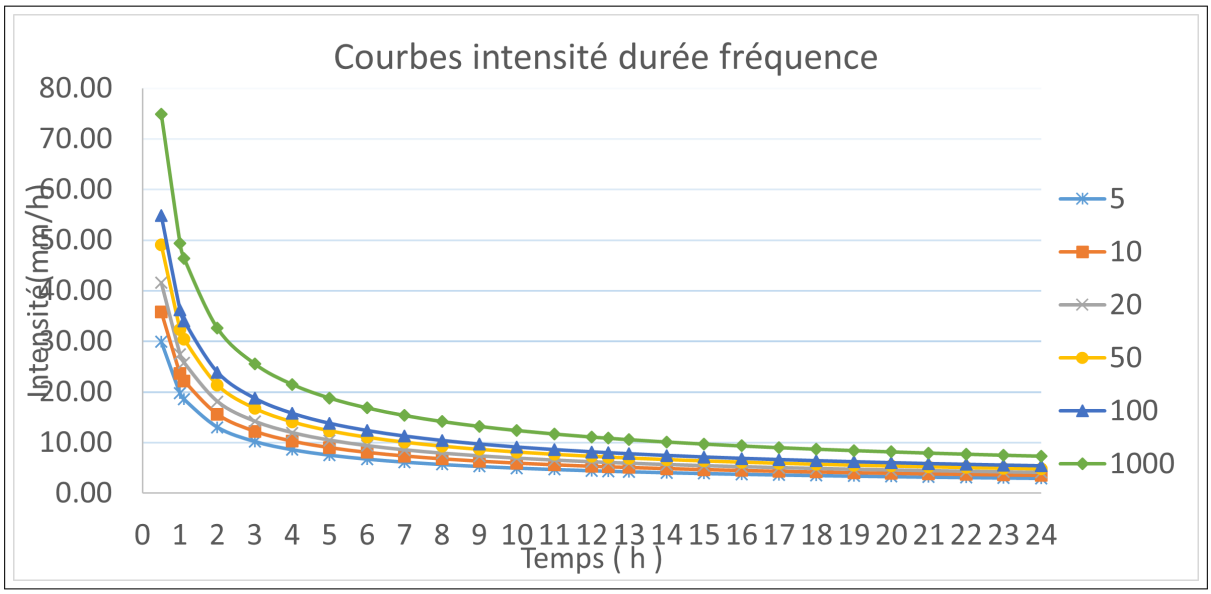


FIG. II.16 : Courbes intensités-durées-fréquences (IDF)

II.3 Étude des crues

L'analyse fréquentielle en hydrologie repose sur une approche statistique permettant de prédire des événements futurs à l'aide de probabilités calculées à partir des données historiques. Pour estimer les crues, on privilégie généralement les observations hydrométriques disponibles sur le bassin versant étudié ou par analogie avec un bassin voisin similaire. En l'absence de telles observations, on peut recourir à des formules empiriques basées sur les données pluviométriques, ces dernières prenant en compte les précipitations

et les déficits hydriques. Dans cette étude, l'évaluation du débit de crue fréquentielle a été réalisée en utilisant des formules empiriques, la méthode Soil Conservative Service (SCS) et la méthode GRADEX.

II.3.1 Estimation du débit de crue à l'aide des formules empiriques

- **Formule de SOKOLOVSKY**

  Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,\,p\%} = 0{,}28 \cdot \frac{P_{p\%} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_c} \tag{II.32}$$

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

S : Surface du bassin versant (en km^2) ;

f : Coefficient de forme de la crue ;

t_c : Temps de concentration du bassin versant (en h) ;

0.28 : Coefficient de changement d'unité ;

$P_{p\%}$: Lame d'eau précipitée (en mm) pour une probabilité donnée et une durée égale au temps de concentration.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{p\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{p\%}} + \sqrt{H_0}} \tag{II.33}$$

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \tag{II.34}$$

- **Formule de Turazza**

  Cette formule est exprimée comme suit :

$$Q_{max\,\%} = \frac{C \cdot S \cdot I_t}{3{,}6} \tag{II.35}$$

S : Superficie du bassin versant (en km^2) ;

T_c : Temps de concentration ;

I_t : Intensité moyenne maximale des pluies (en mm/h), correspondant au temps de concentration T_c ;

C : Coefficient de ruissellement.

- **Formule de GIANDOTTI**

Selon Giandotti, le débit maximal dépend des caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que du temps de concentration :

$$Q_{max\,\%} = \frac{170 \cdot S \cdot H_{moy} \cdot \sqrt{H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1{,}5L} \cdot P_{tc} \tag{II.36}$$

$Q_{max\,\%}$: Débit max fréquentiel (en m^3/s) correspondant à la pluie de courte durée P_{tc} ;

S : Superficie du bassin versant (en km^2) ;

L : Longueur du cours d'eau principal (en km) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin (en m) ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin (en m).

- **Formule de Maillet-Gauthier**

La formule de Maillet et Gauthier, élaborée pour estimer une crue de période de retour T, est la suivante :

$$Q_{max\,\%} = 2k \log(1 + mP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \tag{II.37}$$

S : Superficie du bassin versant (km^2) ;

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

m : Coefficient régional ;

k : Constante variant entre 1 et 3 ;

P : Pluie moyenne interannuelle (en m) ;

T : Période de retour (en années).

Les résultats des calculs du débit pour différentes fréquences selon les formules empiriques sont présentés dans les tableaux suivants :

Tab. II.26 : Débits de pointe (en m^3/s) estimés selon différentes formules empiriques de sous-bassin 01

Formule empirique	**5 ans**	**10 ans**	**20 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000 ans**
SOKOLOVSKY	208.81	274.50	340.95	431.43	502.90	759.97
Turazza	198.32	254.50	310.93	387.33	447.46	662.73
GIANDOTTI	114.98	241.81	327.06	386.28	431.80	589.46
Maillet-Gauthier	195.29	273.42	333.74	399.74	443.18	563.97

Tab. II.27 : Débits de pointe (en m^3/s) estimés selon différentes formules empiriques de sous-bassin 02

Formule empirique	**5 ans**	**10 ans**	**20 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000 ans**
SOKOLOVSKY	8.14	12.22	16.57	22.75	27.79	46.67
Turazza	10.21	14.13	18.17	23.76	28.25	44.70
GIANDOTTI	3.48	4.85	5.63	6.64	7.43	10.14
Maillet-Gauthier	16.17	19.21	21.84	24.89	26.96	32.94

II.3.2 Méthode SCS-CN

La méthode SCS-CN (Soil Conservation Service Curve Number) est un modèle empirique développé dans les années 1950 par le Natural Resources Conservation Service (NRCS) américain. Elle permet d'estimer le ruissellement généré par des précipitations sur un bassin versant, en intégrant les caractéristiques du sol, l'occupation des terres et les conditions hydrologiques (AHBARI, 2013).

- **Équation fondamentale**

  Si $P > I_a$:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \tag{II.38}$$

Q : Ruissellement direct (en mm) ;

P : Hauteur de précipitation (en mm) ;

I_a : Pertes initiales (interception, infiltration initiale), généralement $I_a = 0{,}2S$;

S : Capacité maximale de rétention du sol (en mm), calculée par :

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{II.39}$$

CN : Nombre de courbe (Curve Number), dépendant du type de sol, de l'occupation du sol et des conditions d'humidité antérieure.

- **Paramètre CN (Curve Number)**

Valeur comprise entre 30 (sols perméables, forêts) et 100 (surfaces imperméables). Il dépend de :

- Groupe hydrologique du sol : (A à D, de perméable à imperméable) ;
- Occupation du sol : (urbain, agricole, naturel) ;
- État hydrique antérieur : (sec, normal, humide).
- **Avantages**
- Nécessite peu de données (pluie, CN) ;
- Applicable aux petits bassins ruraux ou faiblement urbanisés ;
- Compatible avec les SIG pour une analyse spatialisée.
- **Limites**
- Une erreur de 2–3 unités sur le CN peut significativement fausser les résultats ;
- Sous-estime le ruissellement dans les zones karstiques ou très urbanisées.

II.3.2.1 Détermination du CN par SIG

Pour appliquer la méthode SCS-CN, il est essentiel de déterminer la valeur du nombre de courbe (CN), qui dépend des caractéristiques du sol, de l'occupation du sol et des conditions d'humidité antérieure du bassin versant.

Dans cette étude, la valeur du CN a été déterminée à l'aide des logiciels QGIS et ArcGIS, en croisant les couches d'occupation du sol (CLC) et les types hydrologiques de sols (sols HSG). Chaque combinaison sol–occupation du sol a été associée à une valeur de CN selon les recommandations du NRCS.

La carte du numéro de courbe (CN), présentée ci-dessous, a été utilisée pour déterminer la valeur moyenne pondérée du CN pour chacun des deux bassins versants étudiés. Elle reflète la variabilité spatiale des caractéristiques du sol et de l'occupation du sol dans la zone d'étude.

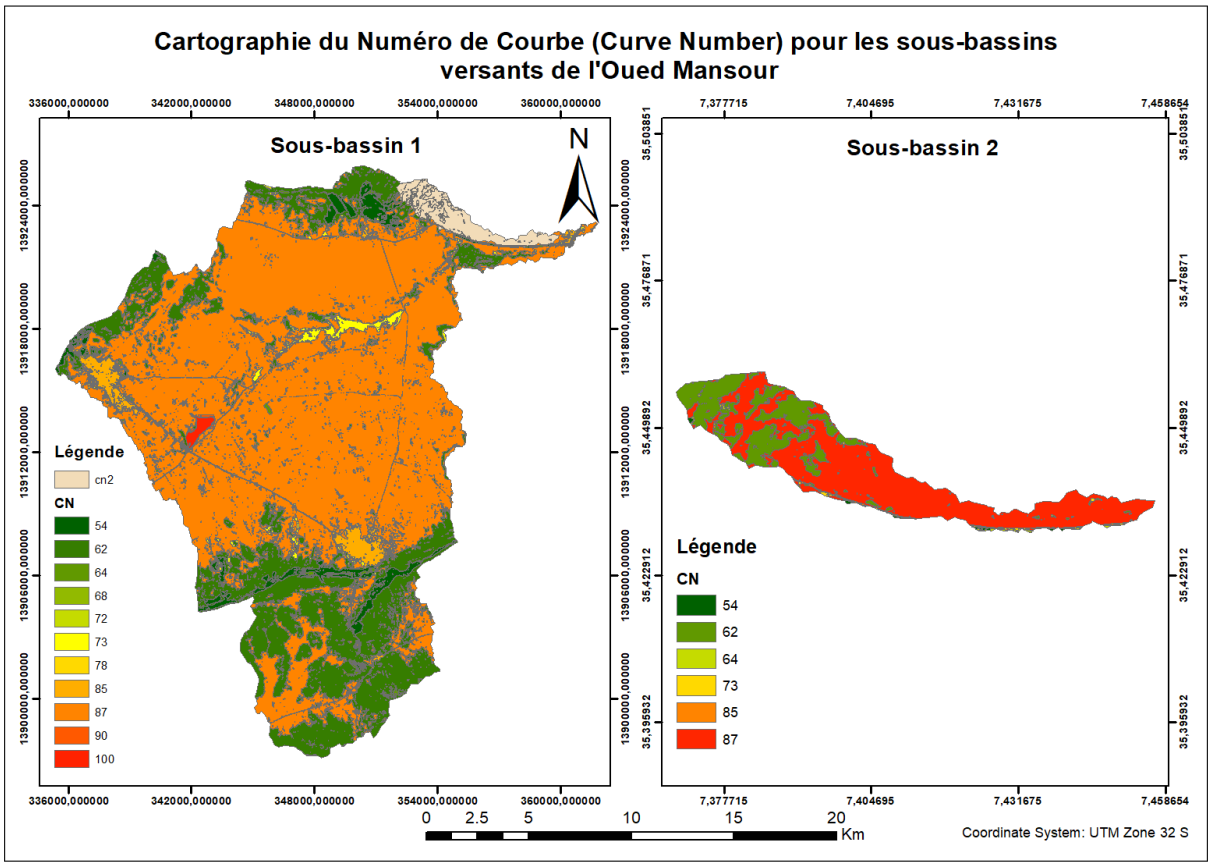


FIG. II.17 : Répartition spatiale du CN pour chacun des bassins versants *(Source : ArcGIS, 2025).*

Le tableau suivant présente les valeurs du nombre de courbe (CN), la capacité maximale de rétention du sol (S) ainsi que les pertes initiales (I_a) pour chaque sous-bassin.

TAB. II.28 : Nombre de courbe (CN), capacité maximale et pertes initiales pour chaque sous-bassin

Sous-bassin	CN	Capacité maximale (mm)	Pertes initiales (mm)
1	81.78	56.59	11.32
2	82.04	55.61	11.12

II.3.2.2 Calcul du débit de crue

Après le calcul du ruissellement direct Q (en mm) à l'aide de l'équation fondamentale de la méthode SCS-CN, ce volume est converti en débit de pointe $Q_{\max}$ (en m^3/s), en tenant compte des caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que de son temps de concentration.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

Tab. II.29 : Résultats de calcul du débit maximal pour le sous-bassin 01

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Précipitation P_{tc} (mm)	54.1	64.8	75.1	88.7	99.2	135.4
Ruissellement direct (mm)	18.45	25.97	33.82	44.72	53.44	85.21
Volume (Mm^3)	6.42	9.04	11.78	15.57	18.61	29.67
$Q_{\max}$ (m^3/s)	143.40	201.91	262.87	347.61	415.44	662.40

Tab. II.30 : Résultats de calcul du débit maximal pour le sous-bassin 02

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Précipitation P_{tc} (mm)	20.6	24.6	28.6	33.7	37.7	51.5
Ruissellement direct (mm)	1.38	2.64	4.17	6.54	8.61	16.99
Volume (Mm^3)	0.01	0.02	0.03	0.05	0.06	0.13
$Q_{\max}$ (m^3/s)	2.59	4.97	7.84	12.30	16.18	31.93

II.3.3 Méthode du GRADEX

La méthode Gradex (acronyme de GRADient EXtrême) est une méthode fréquentielle utilisée pour estimer les crues rares et extrêmes sur des périodes de retour pouvant aller jusqu'à 10 000 ans, à partir des pluies extrêmes, sur la base d'une hypothèse de proportionnalité linéaire entre ces deux variables au-delà d'un seuil de saturation du bassin versant (Bontron et al., 1999). Développée par l'EDF (Guillot et Duband, 1967) dans le cadre de la sécurité des grands barrages, cette méthode s'est imposée comme une référence pour les études hydrologiques dans les contextes de données rares ou pour les bassins non jaugés.

II.3.3.1 Principe de la méthode

Le principe fondamental repose sur l'idée que lorsque le sol est saturé, chaque millimètre supplémentaire de précipitation entraîne une augmentation équivalente du débit. La méthode repose donc sur une extrapolation asymptotique des valeurs extrêmes de débit à partir des valeurs extrêmes de précipitations (Lang et al., 2013).

II.3.3.2 Hypothèses de base

- **Saturation hydraulique :** Au-delà d'un certain seuil de pluie ou de débit, le bassin se comporte comme un système saturé ;
- **Réponse proportionnelle :** Le lien entre pluie et crue devient linéaire pour les événements rares ;
- **Invariance régionale :** Le Gradex (gradient des valeurs extrêmes) est supposé constant pour une zone géographique donnée ;
- **Correspondance des périodes de retour :** La crue de période T est liée à la pluie de même période (Bontron et al., 1999).

II.3.3.3 Étapes de la méthode Gradex

- **Analyse des pluies maximales :** Ajustement des précipitations maximales journalières (P_{jmax}) par la loi de Gumbel ;
- **Calcul du Gradex des pluies :** Détermination du gradient extrême des pluies a, représentant la pente d'augmentation de la droite de Gumbel :

$$P(\text{mm}) = au + b \tag{II.40}$$

où a est le Gradex des précipitations (pente de la droite de Gumbel).

- **Détermination du débit seuil Q_0 :** Détermination du débit décennal à l'aide de formules empiriques ;
- **Conversion du débit décennal en lame d'eau :** Transformation du débit décennal (m^3/s) en lame d'eau (mm) par :

$$R = \frac{Q \cdot 3{,}6 \cdot n}{S} \tag{II.41}$$

- **Extrapolation du débit pour $T > 10$ ans :** Application du même gradient aux débits pour estimer ceux associés à différentes périodes de retour.

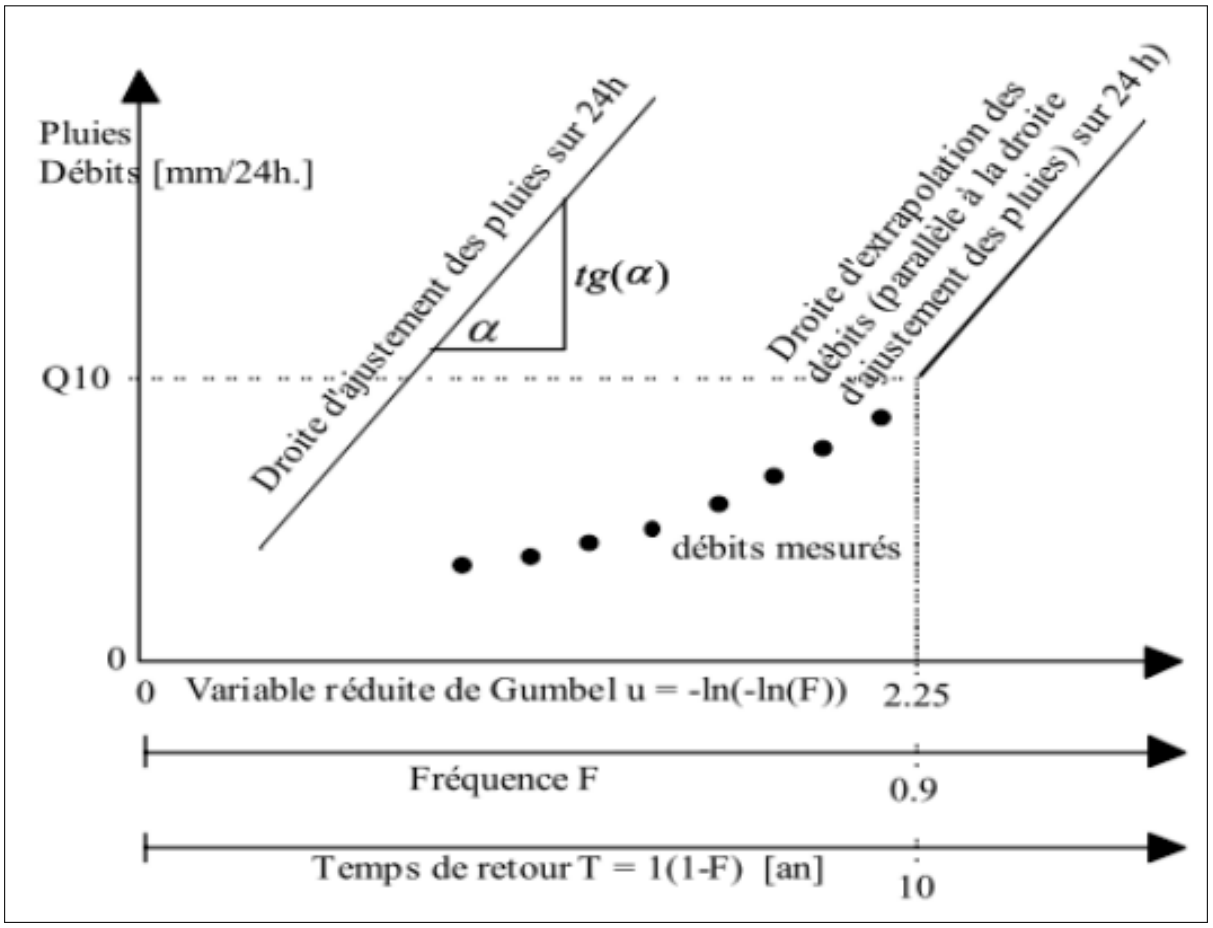


FIG. II.18 : Graphe représentant l'ajustement graphique pour les pluies et la droite d'extrapolation pour les débits *(Laborde, 2000)*.

II.3.3.4 Application la méthode du GRADEX

Après avoir présenté le cadre théorique de la méthode Gradex, nous passons à son application pratique afin d'estimer le débit de crue pour différentes périodes de retour.

Pour cela, les données des précipitations journalières maximales enregistrées à la station pluviométrique d'Aïn Mimoun ont été ajustées à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel HYFRAN.

Cette analyse a permis de :

- Détermination du Gradex : à partir des paramètres estimés par le logiciel HYFRAN, l'équation de la droite d'ajustement selon la loi de Gumbel est donnée par :

$$P(\text{mm}) = 41.41 \times u + 23.57 \tag{II.42}$$

u : Variable réduite de Gumbel.

- Calcul du débit décennal à l'aide de formules empiriques, puis exprimé en lame d'eau équivalente telle que :

TAB. II.31 : Estimation du débit maximal décennal Q_{10} et de la lame d'eau R équivalente pour les sous-bassins versants.

Sous-bassin	**Débit Q_{10} (m^3/s)**	**lame d'eau R (mm)**
1	274.5	60.10
2	19.21	155.38

- On trace la droite d'extrapolation des débits sur le même graphique que celui de l'ajustement des précipitations maximales (Pjmax), puis on détermine le débit correspondant à chaque période de retour, exprimé en millimètres (mm).

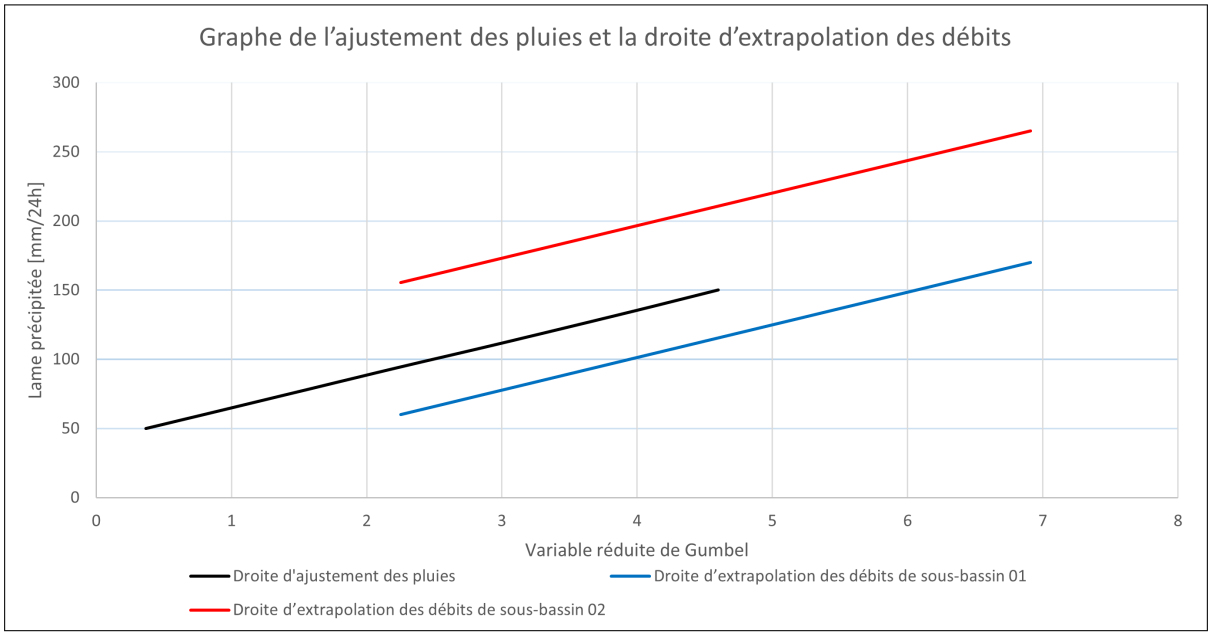


FIG. II.19 : Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

Les résultats de l'ajustement correspondant aux différentes périodes de retour sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. II.32 : Résultats de l'ajustement pour différentes périodes de retour du sous-bassin 01

Période de retour (ans)	**Variable réduite de Gumbel u**	**Lame d'eau (mm/24h)**	**Débits de pointe (m^3/s)**
10	2.25	60.10	242.24
20	2.97	77.07	310.62
50	3.90	99.03	399.12
100	4.60	115.48	465.45
1000	6.91	169.86	684.60

Tab. II.33 : Résultats de l'ajustement pour différentes périodes de retour — Sous-bassin 02

Période de retour (ans)	**Variable réduite de Gumbel u**	**Lame d'eau (mm/24h)**	**Débits de pointe (m^3/s)**
10	2.25	155.38	13.52
20	2.97	172.35	15.00
50	3.90	194.31	16.91
100	4.60	210.76	18.34
1000	6.91	265.14	23.08

II.3.4 Résultats des calculs du débit de crue

Après le calcul du débit pour différentes périodes de retour à l'aide de plusieurs méthodes, les résultats sont synthétisés dans les tableaux suivants :

Tab. II.34 : Débit maximal (en m^3/s) estimé selon différentes méthodes pour le sous-bassin 01

Méthode	**5 ans**	**10 ans**	**20 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000 ans**
SOKOLOVSKY	208.81	274.50	340.95	431.43	502.90	759.97
TURAZZA	198.32	254.50	310.93	387.33	447.46	662.73
GIANDOTTI	114.98	241.81	327.06	386.28	431.80	589.46
MAILLET-GAUTHIER	195.29	273.42	333.74	399.74	443.18	563.97
SCS-CN	143.40	201.91	262.87	347.61	415.44	662.40
GRADEX	–	242.24	310.62	399.12	465.45	684.60

TAB. II.35 : Débit maximal (en m^3/s) estimé selon différentes méthodes pour le sous-bassin 02

Méthode	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	1000 ans
SOKOLOVSKY	8.14	12.22	16.57	22.75	27.79	46.67
TURAZZA	10.21	14.13	18.17	23.76	28.25	44.70
GIANDOTTI	3.48	4.85	5.63	6.64	7.43	10.14
MAILLET-GAUTHIER	16.17	19.21	21.84	24.89	26.96	32.94
SCS-CN	2.59	4.97	7.84	12.30	16.18	31.93
GRADEX	–	13.52	15.00	16.91	18.34	23.08

II.3.5 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue constitue une représentation graphique de la variation du débit en fonction du temps pendant la crue. Il permet d'estimer certaines caractéristiques relatives à la crue, telles que la forme, le volume, le temps de montée et le temps de base. Pour le tracé de l'hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY (TOUAÏBIA, 2004).

Cette méthode permet de tracer l'hydrogramme en s'appuyant sur deux équations paraboliques distinctes : l'une modélise la phase de montée de la crue, tandis que l'autre décrit la phase de décrue.

- **Branche de montée** :

$$Q(t) = Q_{max} \left[\frac{t}{T_m}\right]^n \tag{II.43}$$

- **Branche de décrue (descente)** :

$$Q(t) = Q_{max} \left[\frac{T_b - t}{T_d}\right]^m \tag{II.44}$$

Q_{max} : Débit maximal pour une fréquence donnée (en m^3/s) ;

$Q(t)$: Débit instantané au temps t (en m^3/s) ;

T_m, T_d : Temps de montée et de décrue (en heures) ;

T_b : Temps de base de la crue (en heures) ;

m, n : Exposants des équations paraboliques, utilisés pour les petits bassins ($m = 3$, $n = 2$).

$$T_m = T_c \quad ; \quad T_d = \delta \cdot T_m \quad ; \quad T_b = T_m + T_d$$

Où δ est le coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. On prend $\delta = 2$.

Tab. II.36 : Valeurs des débits de crues de sous-bassin 01 en (m^3/s) en fonction du temps.

Temps (h)	**Sokolovsky**	**Turazza**	**Giandotti**	**Maillet-Gauthier**	**SCS-CN**	**Gradex**
1	3.25	2.89	2.79	2.86	2.68	3.01
2	12.99	11.56	11.15	11.45	10.73	12.02
3	29.23	26.01	25.10	25.76	24.15	27.05
4	51.96	46.24	44.62	45.79	42.93	48.09
5	81.19	72.24	69.72	71.55	67.07	75.15
6	116.92	104.03	100.39	103.04	96.59	108.21
7	159.14	141.60	136.64	140.24	131.47	147.29
8	207.86	184.94	178.47	183.18	171.71	192.38
9	263.07	234.07	225.88	231.83	217.32	243.48
10	324.78	288.97	278.86	286.21	268.30	300.59
11	392.98	349.66	337.42	346.32	324.64	363.71
12.44	502.90	447.46	431.80	443.18	415.44	465.45
13	469.92	418.12	403.48	414.12	388.20	434.92
14	414.33	368.65	355.75	365.13	342.28	383.47
15	363.30	323.25	311.94	320.16	300.12	336.25
16	316.65	281.74	271.88	279.05	261.58	293.07
17	274.17	243.95	235.41	241.62	226.49	253.75
18	235.67	209.69	202.35	207.69	194.69	218.12
19	200.96	178.80	172.55	177.10	166.01	185.99
20	169.83	151.11	145.82	149.66	140.30	157.18
21	142.10	126.43	122.01	125.22	117.39	131.51
22	117.56	104.60	100.94	103.60	97.12	108.80
23	96.02	85.44	82.45	84.62	79.32	88.87
24	77.29	68.77	66.36	68.11	63.85	71.54
25	61.17	54.43	52.52	53.91	50.53	56.61
26	47.46	42.23	40.75	41.83	39.21	43.93
27	35.97	32.01	30.89	31.70	29.72	33.29
28	26.50	23.58	22.76	23.36	21.90	24.53
29	18.86	16.78	16.20	16.62	15.58	17.46
30	12.85	11.44	11.04	11.33	10.62	11.90
31	8.28	7.37	7.11	7.30	6.84	7.66
32	4.94	4.40	4.24	4.36	4.08	4.57
33	2.65	2.36	2.28	2.34	2.19	2.45
34	1.21	1.07	1.04	1.06	1.00	1.12
35	0.41	0.37	0.35	0.36	0.34	0.38
36	0.08	0.07	0.07	0.07	0.06	0.07

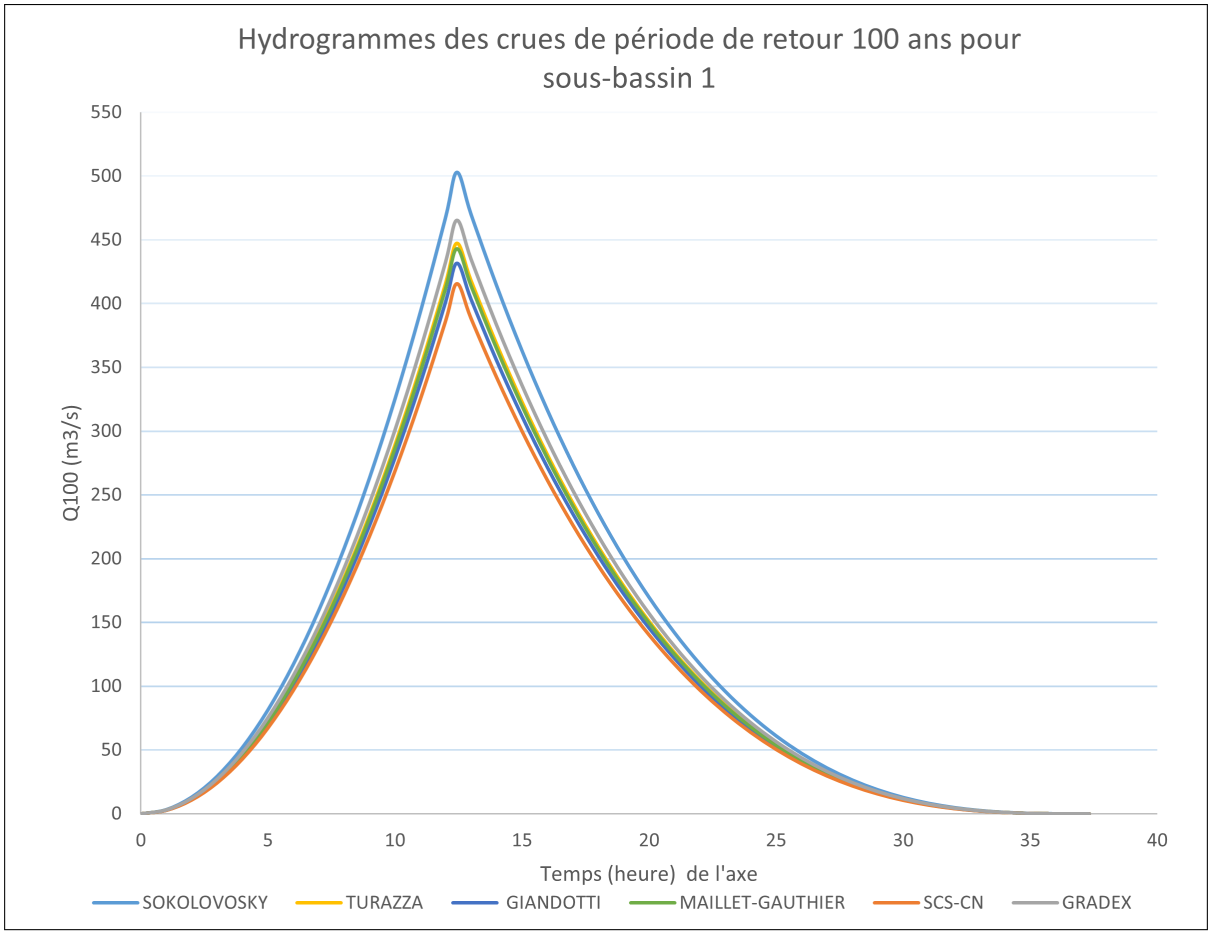


FIG. II.20 : Hydrogramme de crue de sous-bassin 01 par la méthode Sokolovsky.

Tab. II.37 : Valeurs des débits de crues de sous-bassin 02 en (m^3/s) en fonction du temps.

Temps (h)	**Sokolovsky**	**Turazza**	**Giandotti**	**Maillet-Gauthier**	**SCS-CN**	**Gradex**
0	0	0	0	0	0	0
0.2	0.90	0.91	0.24	0.87	0.52	0.59
0.4	3.60	3.66	0.96	3.49	2.10	2.38
0.6	8.10	8.23	2.16	7.86	4.72	5.35
0.8	14.40	14.64	3.85	13.97	8.38	9.50
1	22.50	22.87	6.01	21.83	13.10	14.85
1.11	27.79	28.25	7.43	26.96	16.18	18.34
1.2	24.60	25.00	6.57	23.87	14.32	16.24
1.4	18.31	18.61	4.89	17.77	10.66	12.09
1.6	13.20	13.41	3.53	12.81	7.68	8.71
1.8	9.14	9.29	2.44	8.87	5.32	6.03
2	6.01	6.11	1.61	5.83	3.50	3.97
2.2	3.69	3.75	0.99	3.58	2.15	2.44
2.4	2.06	2.10	0.55	2.00	1.20	1.36
2.6	1.00	1.02	0.27	0.97	0.58	0.66
2.8	0.39	0.39	0.10	0.37	0.22	0.25
3	0.09	0.10	0.03	0.09	0.05	0.06
3.2	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00
3.33	0	0	0	0	0	0

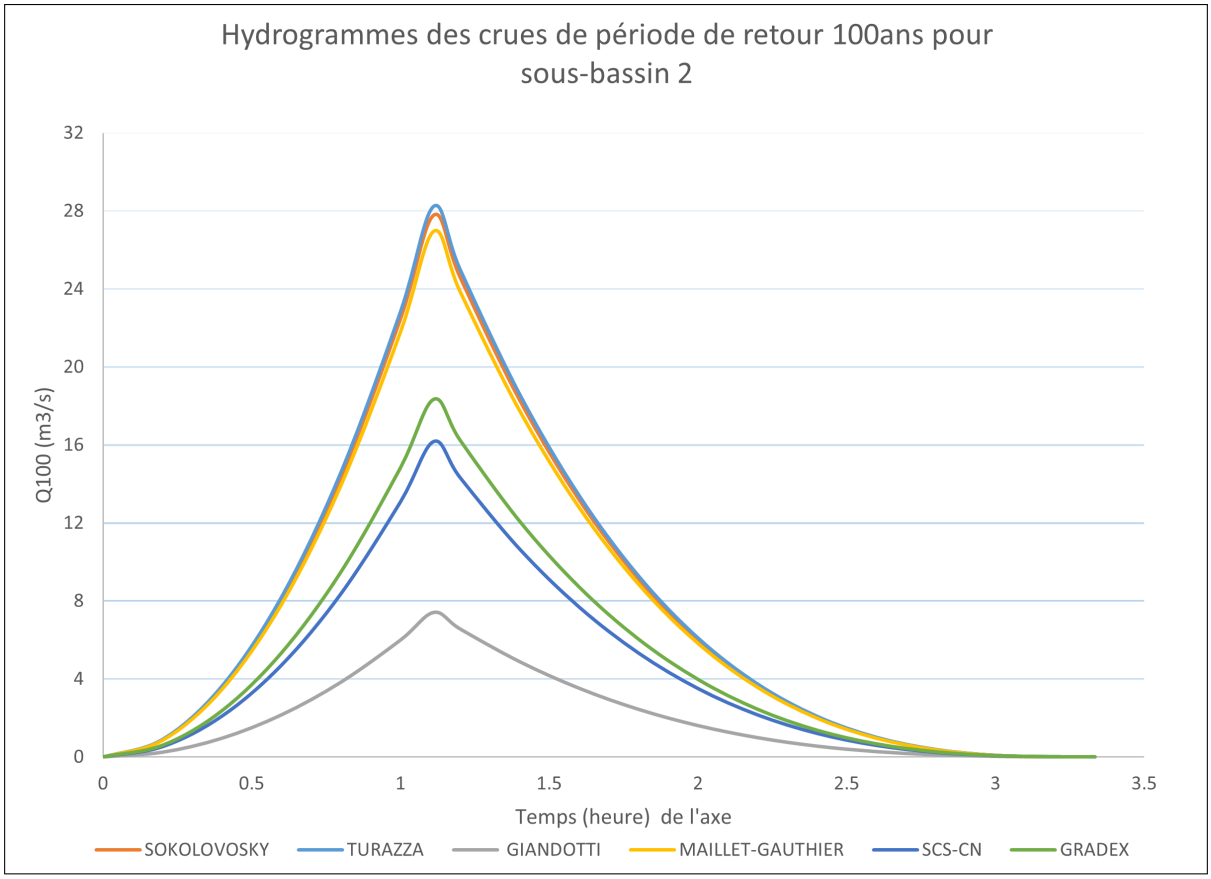


FIG. II.21 : Hydrogramme de crue de sous-bassin 02 par la méthode Sokolovsky.

II.3.6 Analyse et justification des résultats

La crue de projet représente le débit maximal que l'ouvrage hydraulique doit être en mesure d'évacuer pour une période de retour donnée. Toutefois, le choix de ce débit ne repose pas exclusivement sur les résultats numériques obtenus à partir des différentes méthodes de calcul. Il nécessite une analyse critique prenant en compte plusieurs facteurs complémentaires, tels que la période de retour jugée pertinente au regard des risques potentiels, la fiabilité des méthodes utilisées, l'importance stratégique de l'ouvrage à réaliser, les conséquences potentielles en aval, ainsi que les considérations technico-économiques et environnementales liées à l'aménagement.

Puisqu'il s'agit d'un aménagement visant la protection contre les inondations, une période de retour de 100 ans a été retenue, afin d'assurer un niveau de sécurité adapté aux enjeux du site.

En règle générale, le débit maximal estimé est retenu. Toutefois, dans le cadre de cette étude, il a été constaté que la méthode de Sokolovsky fournit, pour le sous-bassin

01, une valeur de débit nettement supérieure à celles obtenues par les autres approches, ce qui pourrait conduire à un surdimensionnement non justifié. Pour garantir une conception cohérente et réaliste, le débit retenu pour le sous-bassin 01 est donc celui issu de la méthode GRADEX, soit 465.45 m^3/s. En ce qui concerne le sous-bassin 02, le débit de la formule de Turazza a été adopté, car il représente la valeur maximale tout en demeurant proche des autres estimations, ce qui permet de réduire le risque de sous-dimensionnement. Le débit retenu pour ce sous-bassin est de 28.25 m^3/s.

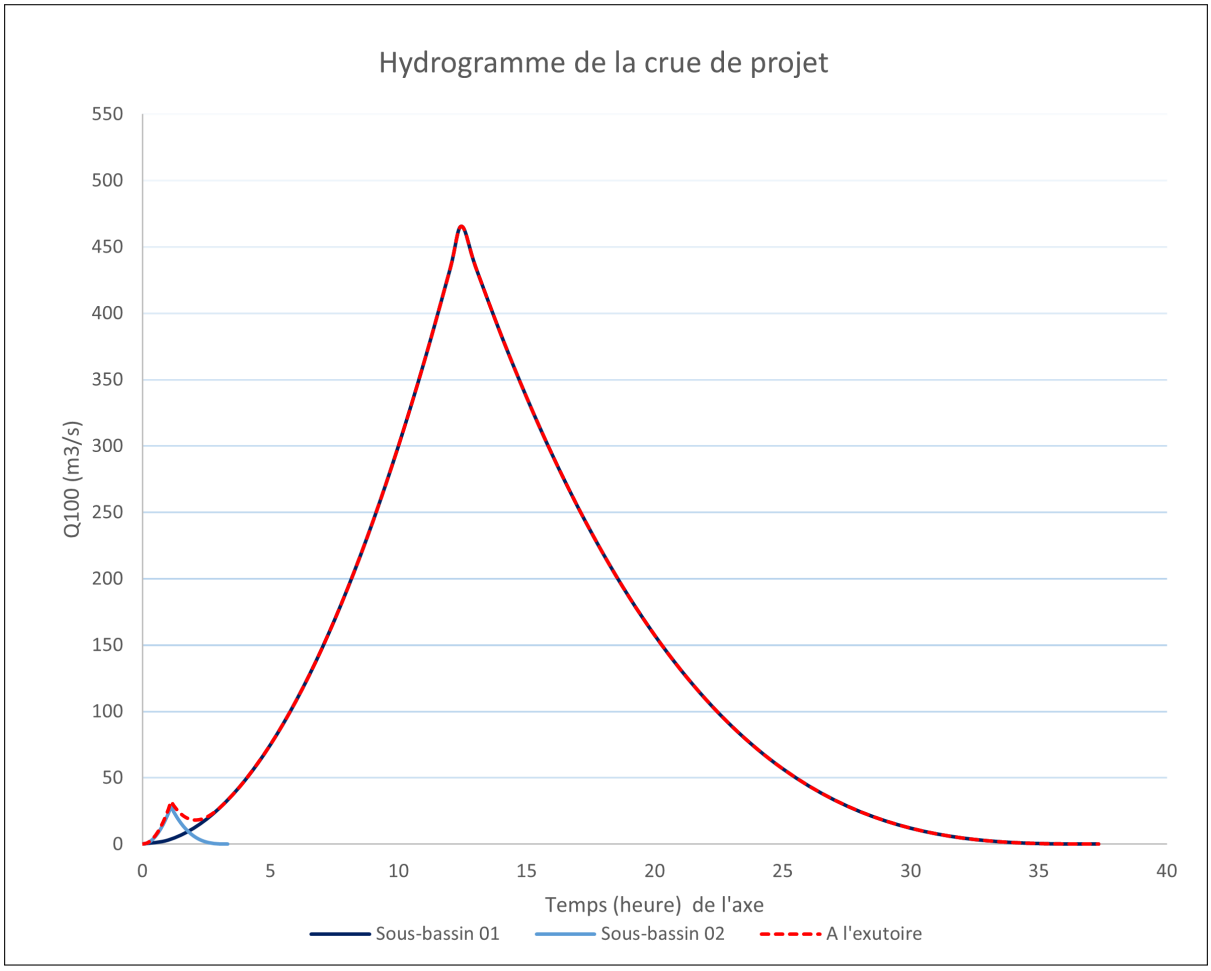


FIG. II.22 : Hydrogramme de la crue de projet.

II.4 Étude des apports solides

L'érosion, le transport solide et la sédimentation constituent des phénomènes majeurs responsables de la dégradation des sols agricoles, de l'envasement des retenues et de divers dégâts dont les répercussions économiques sont significatives.

En Algérie, le transport solide dans les oueds est particulièrement important.

Toutefois, son évaluation reste imprécise dans plusieurs bassins versants en raison de l'absence ou de l'insuffisance des données, notamment celles relatives à la concentration en particules fines, ainsi que du manque de stations de jaugeage. Par conséquent, l'estimation du transport solide repose souvent sur des formulations empiriques fréquemment utilisées dans le contexte national, parmi lesquelles figurent :

- la formule de Tixéront (1960) ;
- la formule de Fournier (1960) ;
- la formule de SOGREAH (1969) ;
- la formule de Gavrilovich (1992) ;
- la formule de Kasoul et al. (1997) ;
- la formule de Touaïbia et Achite (2003) ;
- et les formules proposées par Meddi (2015).

II.4.1 Formule de TIXERONT

Cette formule tient compte de la lame d'eau ruisselée et de la perméabilité du bassin versant, le débit solide est estimé par la relation suivante :

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \tag{II.45}$$

Q_s : Débit solide, exprimée en (T/an).

S : Surface du bassin versant en Km^2.

α : Coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain, tel que $\alpha = 350$ pour un bassin versant à perméabilité moyenne.

L_e : Lame d'eau ruisselée en (mm).

Les résultats des apports solides des deux sous-bassins sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. II.38 : Apport solide des deux sous-bassins par la méthode TIXERONT

Sous-bassin	**Lame d'eau (mm)**	**Surface en Km^2**	**Débit solide en (T/an)**
01	74.832	348.23	232834.59
02	74.832	7.52	5028.04

Conclusion

Ce chapitre a permis de caractériser les principaux éléments hydrologiques du bassin versant de l'Oued Mansour. L'analyse approfondie des paramètres topographiques, climatiques et hydrométriques a permis de mieux comprendre le fonctionnement hydrologique du bassin et les facteurs influençant l'écoulement des eaux. Par ailleurs, l'estimation du débit de projet, réalisée selon des méthodes rigoureuses, constitue une donnée clé pour envisager des aménagements hydrauliques adaptés aux spécificités locales. Ces résultats fournissent ainsi une base solide pour la modélisation hydraulique et l'élaboration de solutions efficaces de protection contre les risques d'inondation dans cette région.

CHAPITRE III

Étude hydraulique

Étude hydraulique

Introduction

L'étude hydraulique représente une phase très importante dans tout projet d'aménagement visant à protéger les zones urbaines contre les inondations. Elle permet d'analyser le comportement des écoulements dans les canaux naturels et artificiels, en surface libre ou en charge, afin d'assurer une évacuation rapide et continue des eaux de crue.

L'objectif principal est de prévenir les débordements de l'oued Mansour qui traverse la ville d'Aïn Touila, dont les crues menacent les zones habitées environnantes.

L'approche adoptée repose sur l'évaluation de scénarios extrêmes, en se basant sur les débits maximaux issus de l'analyse hydrologique, afin de modéliser l'écoulement réel et de déterminer les profondeurs d'eau pour différents cas de crue. Ces données permettent l'élaboration de cartes d'inondation, essentielles pour la détermination des zones inondables, dans le but de proposer des variantes d'aménagement techniquement faisables, adaptées aux caractéristiques topographiques et géologiques locales, et optimisées économiquement.

III.1 Notions générales sur l'hydraulique fluviale

L'hydraulique fluviale, qui fait partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux naturels (cours d'eau, rivières, oueds) ou artificiels (canaux, conduites ouvertes) ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique (Graf et al., 2000). Cette partie présente les différents types de canaux et les régimes d'écoulement.

III.1.1 Définitions hydrauliques des éléments d'un réseau hydrographique

Canal : Un cours d'eau artificiel creusé par l'homme et utilisé soit pour la navigation ou le flottage, soit pour l'irrigation ou l'assèchement de certaines régions.

Rivière : Toute espèce de cours d'eau abondant, et particulièrement celui qui se jette dans un fleuve.

Lit mineur : Lit du cours d'eau en écoulement normal.

Lit majeur : Étendue qu'occupe le cours d'eau lors des crues, incluant les zones inondées.

Plaine d'inondation : Zone de terrain inondée lorsque le cours d'eau est en crue.

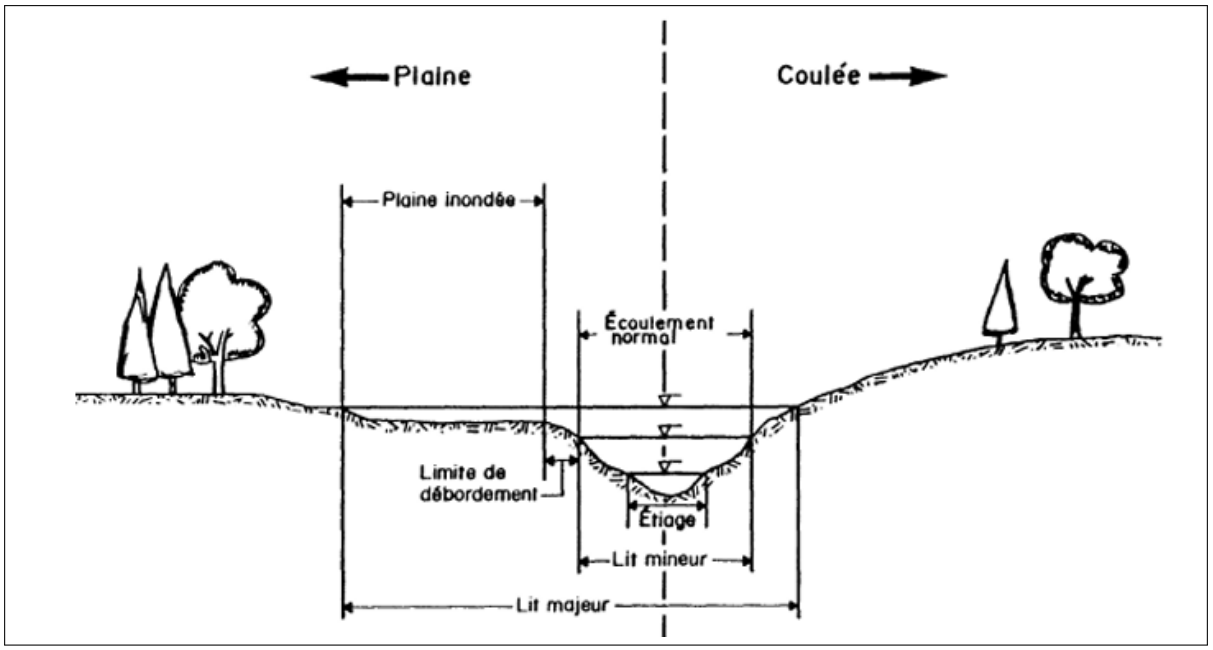


Fig. III.1 : Cours d'eau dans son environnement.

III.1.2 Les canaux

On appelle canal un système de transport dans lequel un liquide s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique (Graf et al., 2000).

III.1.2.1 Types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

a. **Les canaux naturels :** Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et

estuaires. Leurs propriétés géométriques et hydrauliques sont généralement assez irrégulières.

b. **Les canaux artificiels :** Les canaux artificiels sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières.

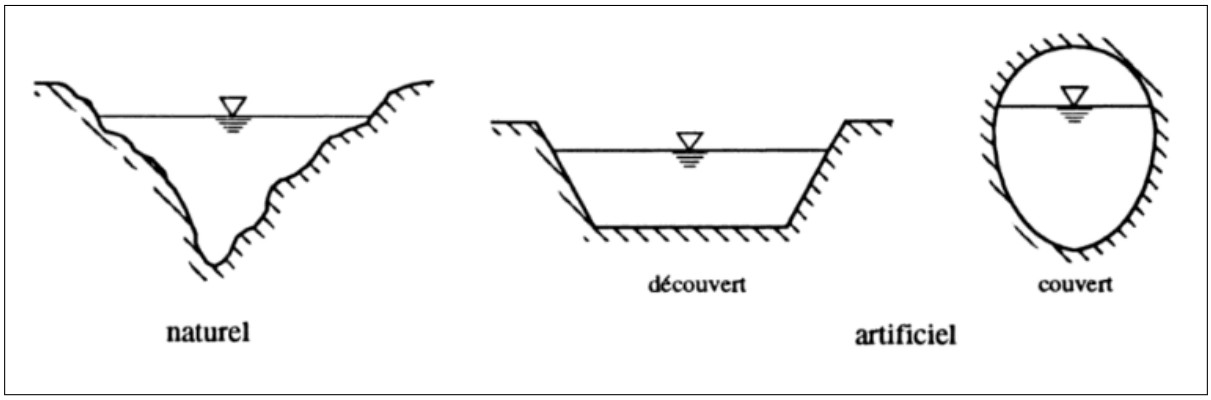


FIG. III.2 : Types de canaux.

III.1.2.2 Géométrie des canaux

Les éléments géométriques d'un canal à surface libre sont des grandeurs qui caractérisent la forme de la section transversale de l'écoulement. Ils sont indispensables pour effectuer les calculs hydrauliques tels que le débit, la vitesse moyenne, ou encore le régime d'écoulement. Ces éléments sont :

- La section mouillée S ;
- Le périmètre mouillé P ;
- Le rayon hydraulique R_h :

$$R_h = \frac{S}{P} \tag{III.1}$$

- La largeur B ;
- La profondeur du canal h ;

- La profondeur hydraulique D_h, définie par :

$$D_h = \frac{S}{B} \tag{III.2}$$

- La pente de la surface libre j_w ;
- La pente du fond J_f, peut être exprimée par :

$$J_f = \tan \alpha \tag{III.3}$$

- La revanche R : désigne la hauteur libre de sécurité laissée entre la surface libre de l'eau, pour éviter les débordements en période de crue.

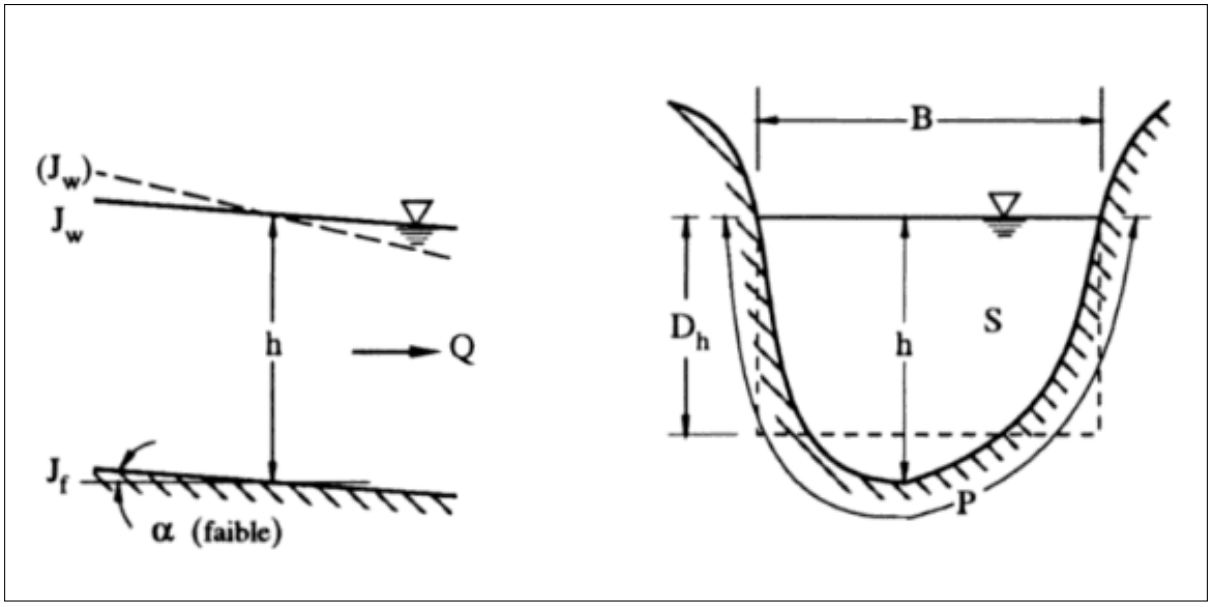


Fig. III.3 : Éléments géométriques de la section.

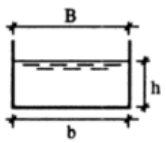
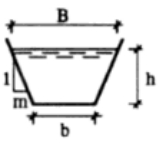
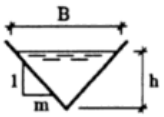
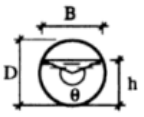
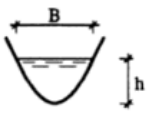
	 Rectangle	 Trapèze	 Triangle	 Cercle	 Parabole
Surface S	b h	(b +mh)h	mh^2	$\frac{1}{8}(\theta-\sin\theta)\,D^2$	$\frac{2}{3}$ B h
Périmètre mouillé P	b + 2h	$b+2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\,\theta\,D$	$B+\frac{8}{3}\frac{h^2}{B}$ *
Rayon hydraulique R_h	$\frac{b\,h}{b+2h}$	$\frac{(b+mh)\,h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$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

FIG. III.4 : Éléments géométriques pour différentes sections de canaux artificiels.

Remarques :

- Les sections transversales les plus utilisées sont : trapézoïdale, triangulaire, rectangulaire et semi-circulaire.
- Dans un canal rectangulaire, si $b \gg h \Rightarrow R \approx h$.
- Si la section du canal donne une valeur minimale du périmètre mouillé P et un débit maximal Q, cette section est appelée : "section hydraulique la plus avantageuse" :

$$S = 2h^2, \quad P = 4h, \quad R = \frac{S}{P} = \frac{h}{2}$$

III.1.2.3 Paramètres hydrauliques

a. **Masse volumique ρ_{eau} :** La masse volumique de l'eau est notée ρ_{eau} et vaut 1000 kg/m^3 dans le cas de l'eau sans matières en suspension.

b. **Poids volumique γ_{w} :** Le poids volumique est relié à la masse volumique par la relation suivante : $\gamma_{\text{w}} = \rho g$

c. **Débit Q :** Indique le volume d'eau qui traverse une section du canal par unité de

temps.

d. **Vitesse en un point de l'écoulement** v **:** Par définition, la vitesse v en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

e. **Vitesse d'écoulement** V **:** La vitesse moyenne de l'eau dans le canal est influencée par la pente du fond, la rugosité et la forme de la section.

III.1.3 Types d'écoulements

Les écoulements peuvent être classés selon la variation de la profondeur en fonction du temps et de l'espace :

$$dh = f(t, x)$$

III.1.3.1 Variabilité dans le temps

Permanents ou **non-permanents** : Un écoulement est dit permanent lorsque ses grandeurs hydrauliques principales (vitesse, débit et profondeur) restent constantes dans le temps en un point donné ; sinon, on parle d'écoulement non permanent (transitoire).

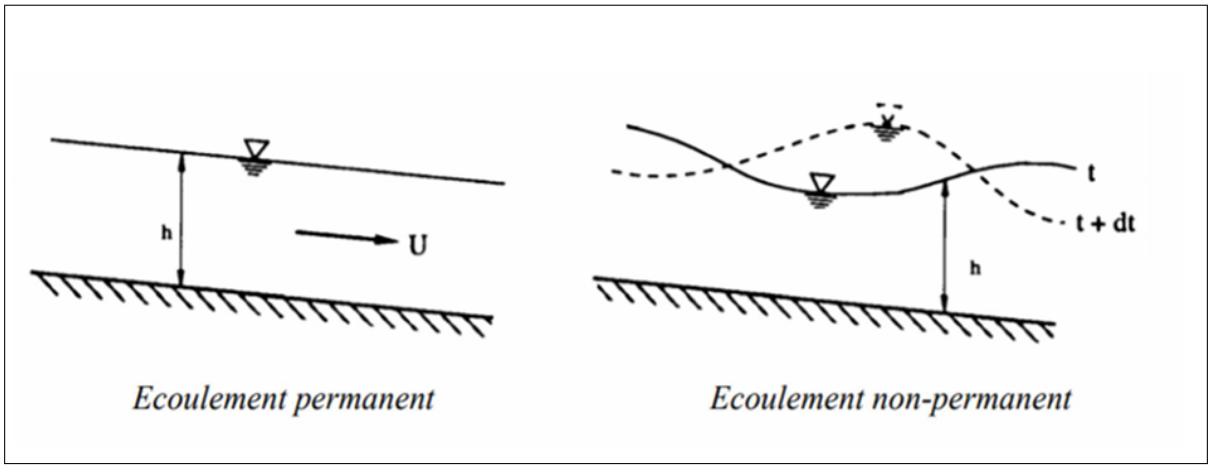


FIG. III.5 : Schéma des écoulements permanents et non-permanents.

III.1.3.2 Variabilité dans l'espace

Uniformes ou **non-uniformes** : Un écoulement est dit uniforme si la profondeur ainsi que les autres paramètres restent constants le long du canal, c'est-à-dire

$J_w = J_f$. Dans le cas contraire, lorsque ces grandeurs varient d'un point à un autre du canal ($J_w \neq J_f$), on parle d'un écoulement non uniforme.

L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non permanent. Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur $dh(x) = dh$, ainsi que les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section à l'autre.

Lorsque le mouvement est rapidement varié, la profondeur $dh(x)$ ainsi que les autres paramètres changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

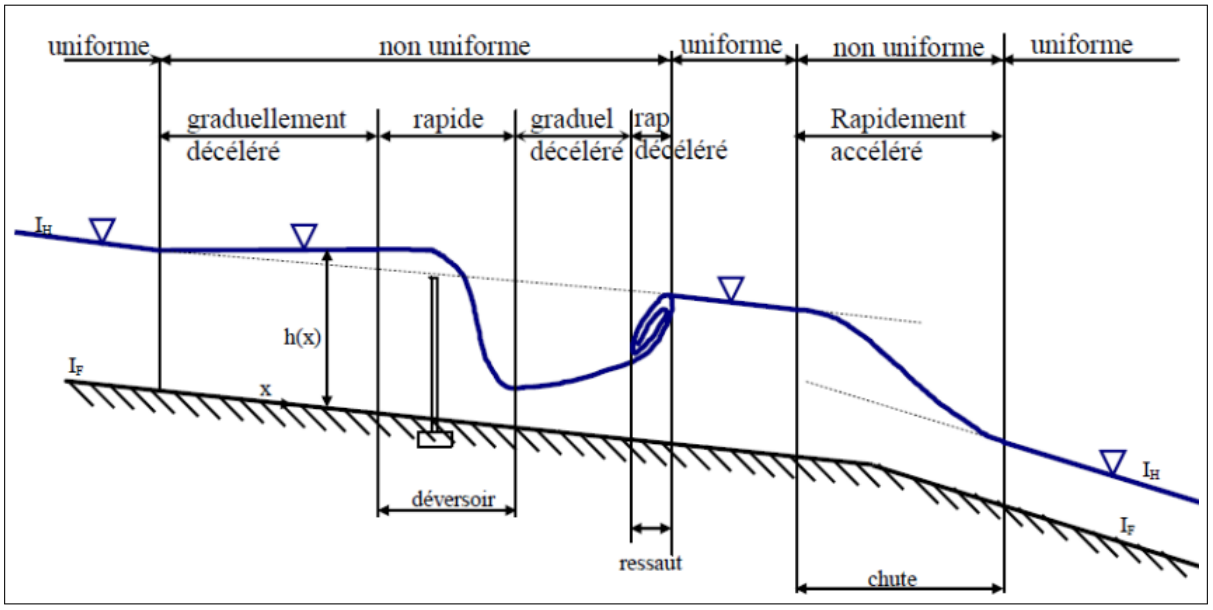


FIG. III.6 : Schéma représentant la variabilité des écoulements dans l'espace.

III.1.4 Régime d'écoulement

Pour déterminer le régime d'écoulement, il est nécessaire de calculer le nombre de Froude, défini par la relation :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

Fr : nombre de Froude ;

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur ($9.81\,\mathrm{m/s^2}$) ;

h : tirant d'eau (m).

Selon la valeur de Fr, on distingue trois régimes d'écoulement :

- $Fr < 1$: Écoulement fluvial (subcritique) ;
- $Fr = 1$: Écoulement critique ;
- $Fr > 1$: Écoulement torrentiel (supercritique).

III.1.5 Dimensionnement des canaux

III.1.5.1 Régime uniforme

L'écoulement est considéré comme uniforme si la hauteur h reste constante le long de l'écoulement et si la pente de la surface libre est égale à celle du fond.

III.1.5.2 Conditions de l'écoulement uniforme

- Le débit de l'eau dans le lit est constant ;
- Le canal est prismatique ;
- La pente de chaque section est constante ;
- La rugosité des parois est constante ;
- La profondeur h du courant est constante en sa longueur ;
- Les lignes de l'écoulement sont parallèles.

III.1.5.3 Formules de calcul principales

La formule principale de calcul pour un écoulement à surface libre est celle de Chézy.

a. **Vitesse moyenne de l'écoulement V :**

$$V = C\sqrt{R \cdot i} \tag{III.4}$$

b. **Débit de l'écoulement Q :**

$$Q = C \cdot S\sqrt{R \cdot i} \tag{III.5}$$

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;

C : coefficient de Chézy ;

R : rayon hydraulique ;

S : section du canal (m^2) ;

i : pente du fond du canal.

c. **Détermination du coefficient de Chézy C :**

Pour déterminer C, on peut utiliser l'une des formules suivantes :

- **Formule d'Agroskine :**

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log(R) \tag{III.6}$$

C : coefficient de Chezy ;

R : rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité.

- **Formule de Manning-Strickler :**

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = K_s R^{\frac{1}{6}} \tag{III.7}$$

C : coefficient de Chezy ;

R : rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité ;

K_s : coefficient de Strickler.

d. **Formule de Pavlovsky :**

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{y}} \tag{III.8}$$

C : coefficient de Chezy ;

R : rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité ;

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.1) \tag{III.9}$$

e. **Formule de Bazin :**

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_b}{\sqrt{R}}} \tag{III.10}$$

C : coefficient de Chezy ;

R : rayon hydraulique ;

m_b : Coefficient de BAZIN, avec $m_b \in [0.06, 1.75]$.

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

III.2.1 État de l'oued dans la zone d'étude

Nous avons rassemblé un certain nombre d'informations et de photos concernant le comportement des cours d'eau traversant la zone d'étude, ainsi que sur les points noirs identifiés comme étant à l'origine des inondations lors des périodes de fortes crues. Cette collecte a permis de constater la présence de plusieurs facteurs aggravants. Les images ci-dessous montrent les différents points critiques identifiés :



FIG. III.7 : Remblais aux berges du cours d'eau.

Une décharge anarchique et cumulative des remblais le long des berges du canal (III.7) crée parfois un léger endiguement du lit (dépôts de matériaux provenant d'entreprises de construction). Une telle situation entraîne une augmentation de la charge solide et l'accumulation de sédiments au niveau du canal, la réduction de la section d'écoulement, et le rétrécissement de la largeur de l'oued.



FIG. III.8 : Ouvrages de franchissement obturés.

Les ouvrages de franchissement sont colmatés par les déchets et les remblais, créant des verrous hydrauliques, ce qui provoque l'obstruction des ouvrages de traversée et les débordements de l'oued en période de crue.



FIG. III.9 : Constructions à proximité du lit des cours d'eau.

La figure III.9 illustre les risques auxquels sont exposées certaines constructions situées à proximité du lit du cours d'eau. Ces constructions, implantées dans des zones inondables, risquent un jour ou l'autre d'être emportées par une forte crue. Cette situation est inacceptable du point de vue juridique et technique ; ces parties de la ville constituent de véritables zones d'inondation.



FIG. III.10 : Ouvrage de traversée de route dégradé.

Cet ouvrage en mauvais état présente les anomalies suivantes :

- Dégradation du béton ;
- Absence de garde-corps métalliques pour la protection des citoyens et des véhicules, ce qui constitue un réel danger.

III.2.2 Modélisation du cours d'eau

Plusieurs logiciels sont disponibles pour la modélisation hydraulique des écoulements à surface libre. Dans le cadre de cette étude, le logiciel HEC-RAS (version 6.6) a été retenu pour plusieurs raisons, notamment :

- La possibilité d'effectuer une modélisation 1D/2D des écoulements à surface libre, en régime permanent et non permanent, en tenant compte du débordement vers la plaine d'inondation active ;
- L'avantage d'un accès et d'un téléchargement gratuits ;
- La possibilité d'intégration d'aménagements hydrauliques (ponts, digues, vannages,

etc.) ;

- L'exploitation des résultats cartographiques (identification des zones à risque).

III.2.2.1 Étapes de simulation

a. **Créer un nouveau projet :**

Avant de débuter la modélisation, il est nécessaire de créer un nouveau projet. Cette étape consiste à définir un nom pour le projet, à choisir l'emplacement de sauvegarde des fichiers, ainsi qu'à spécifier le système d'unités.

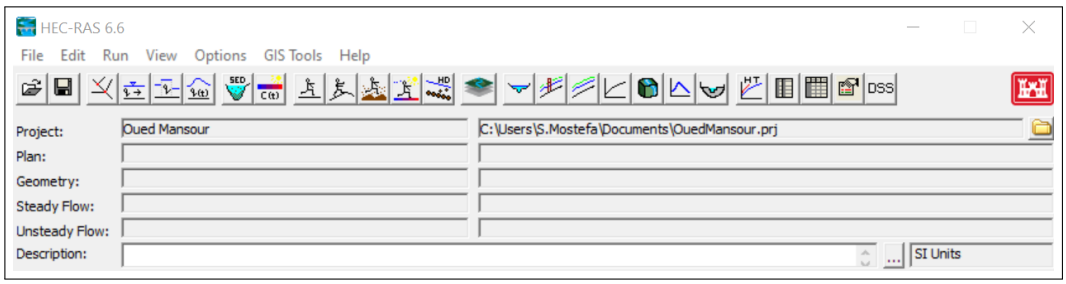


FIG. III.11 : Étape initiale de la création d'un projet dans HEC-RAS.

b. **Données géométriques :**

Dans RAS Mapper, nous avons ajouté le fichier TIN et le fichier de projection. Ensuite, nous avons tracé l'axe de l'oued, le lit mineur, le lit majeur ainsi que les sections transversales.

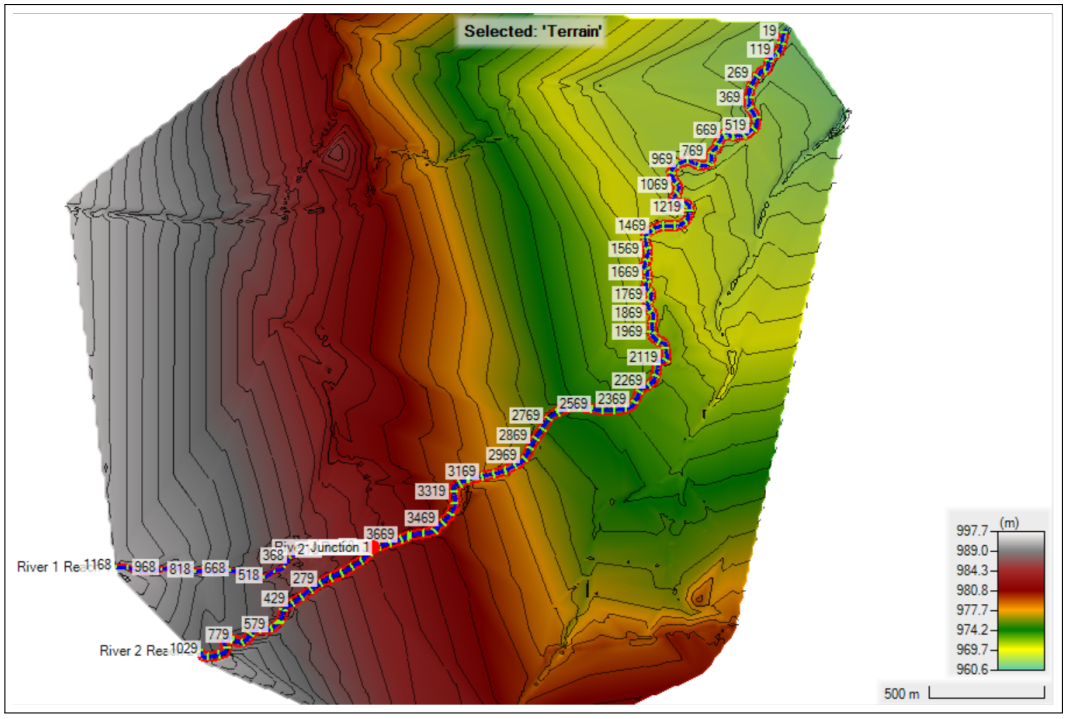


FIG. III.12 : Définition du tracé de l'oued et des sections en travers.

c. **Débit et conditions aux limites :**

À cette étape, le débit de crue a été intégré au modèle, ainsi que les conditions aux limites définies à l'amont et à l'aval.

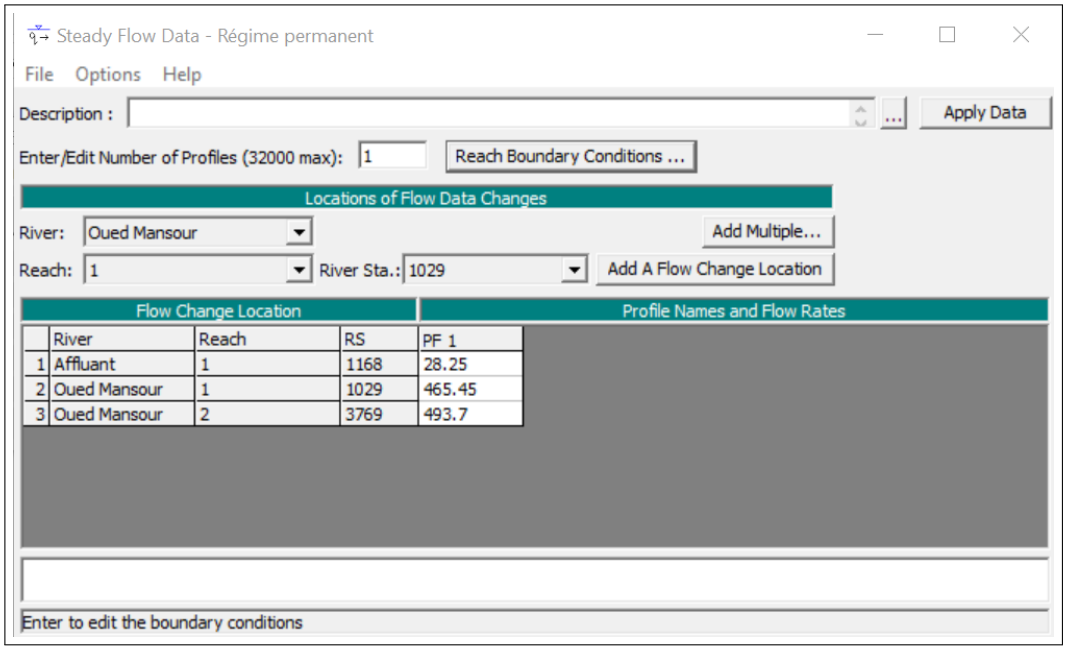


FIG. III.13 : Introduction du débit du projet.

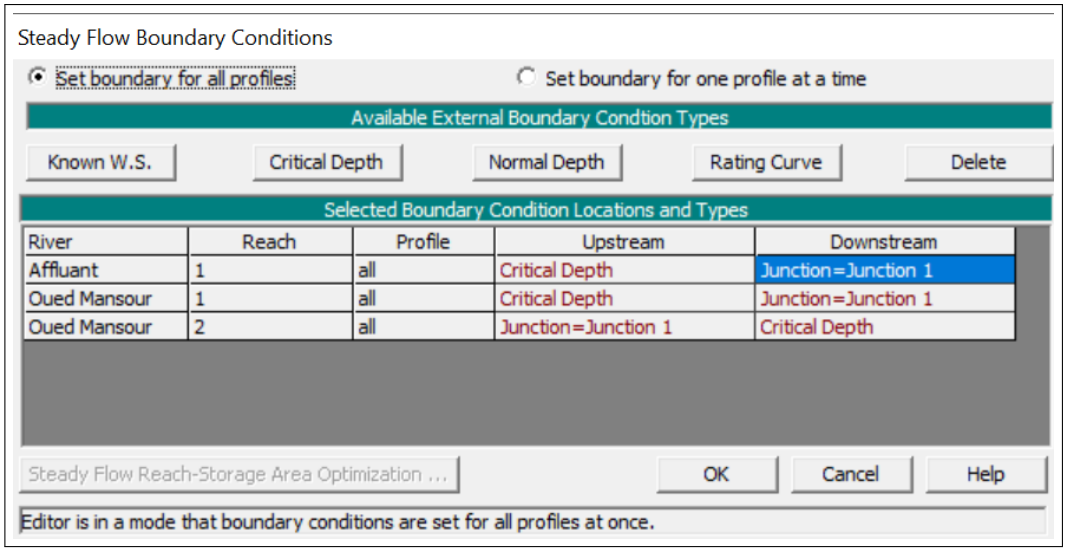


FIG. III.14 : Introduction des conditions aux limites.

d. **Simulation :**

Après avoir introduit les données géométriques, le débit et les conditions aux limites, il faut choisir le régime d'écoulement pour effectuer le calcul. Dans notre cas, un régime mixte a été supposé, puis la simulation a été lancée.

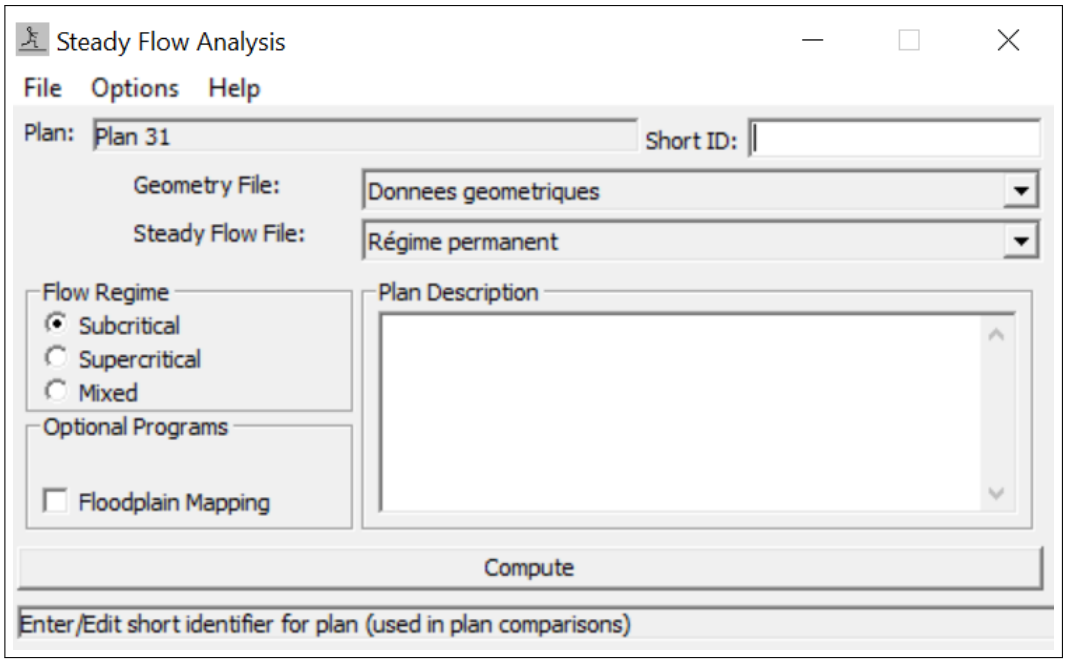


FIG. III.15 : Paramétrage du régime d'écoulement et exécution de la simulation.

III.2.2.2 Résultat de la simulation

Les résultats issus de la simulation réalisée avec HEC-RAS offrent une compréhension approfondie du comportement de l'écoulement à l'état naturel. Cette simulation permet d'analyser de manière détaillée la répartition des vitesses, les hauteurs d'eau, le nombre de Froude ainsi que le régime d'écoulement le long du tronçon modélisé. Ces résultats permettent d'identifier les zones potentiellement inondables et de proposer les aménagements nécessaires afin d'en atténuer les impacts.

Les résultats obtenus à partir de la simulation sont présentés ci-dessous :

- **Visualisation tridimensionnelle du tronçon modélisé :**

La visualisation en trois dimensions du tronçon étudié permet de représenter de manière réaliste la géométrie du lit du cours d'eau ainsi que les niveaux d'eau obtenus par simulation. La Figure III.16 montre qu'aucun débordement n'est observé dans la partie amont de l'affluent, tandis qu'un risque d'inondation est clairement présent dans sa partie aval ainsi que le long du cours principal de l'oued Mansour.

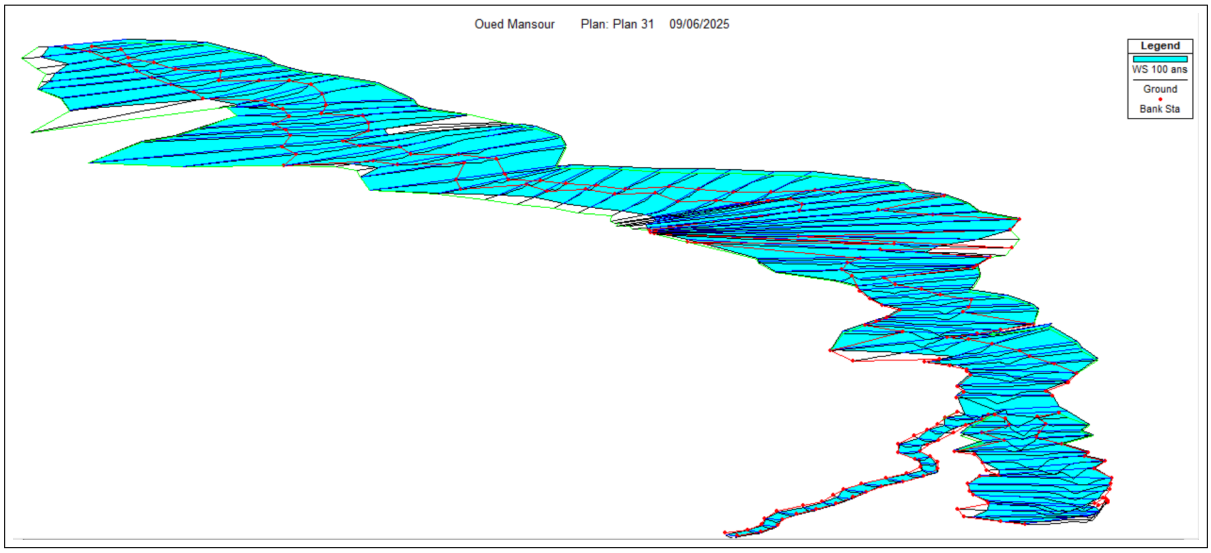


FIG. III.16 : Vue en plan en 3D de l'Oued.

- **Le profil longitudinal :**

Le profil en long du tronçon étudié illustre à la fois le niveau du lit de l'oued, la surface libre de l'écoulement, ainsi que le niveau d'eau associé à la crue de période de retour centennale. Dans le cas de cette étude, le comportement de la crue est sensible aux irrégularités topographiques, ce qui influence localement les hauteurs d'eau et les zones

de débordement.

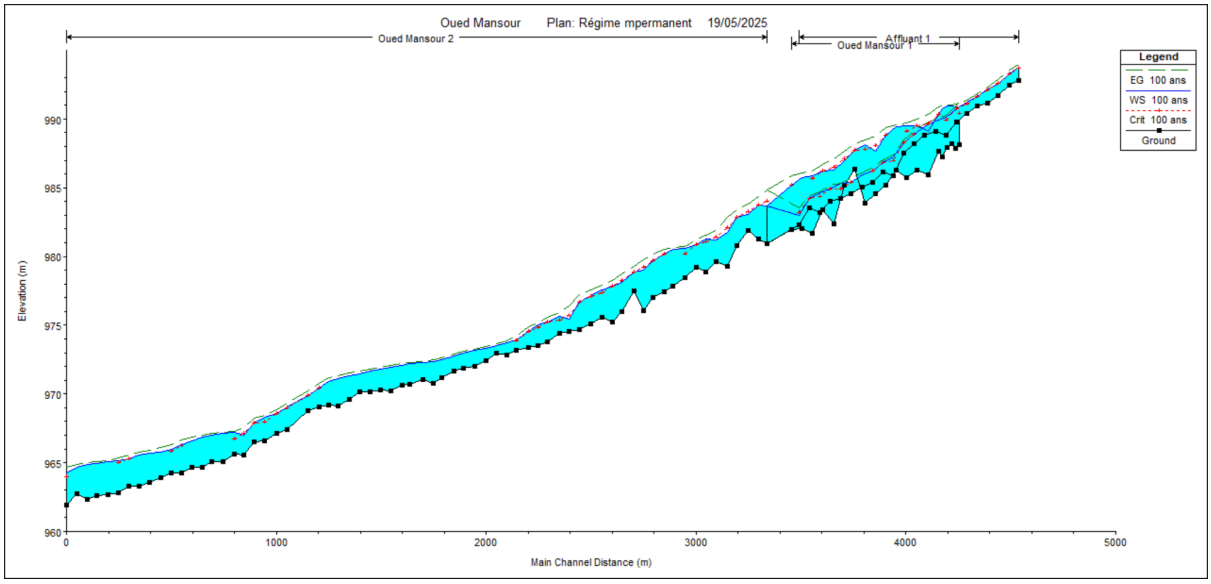
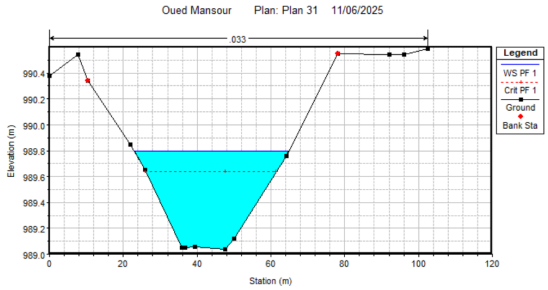


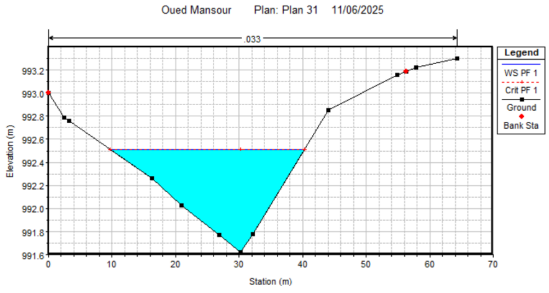
FIG. III.17 : Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale.

- **Le profil transversal :**

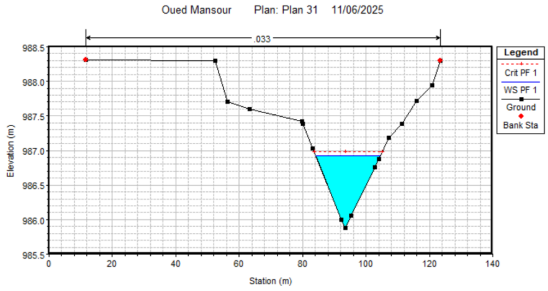
Les profils en travers permettent d'analyser la forme et les dimensions du lit mineur et du lit majeur du cours d'eau.



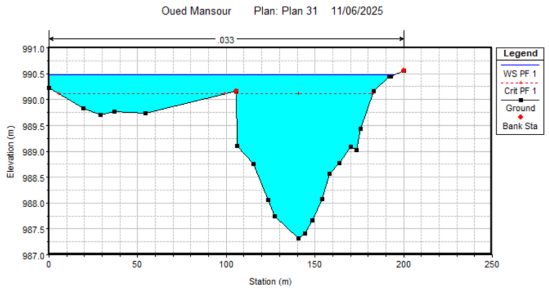
(a) Section 757 Affluent



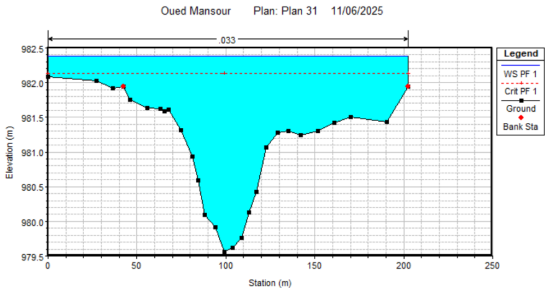
(b) Section 1053 Affluent



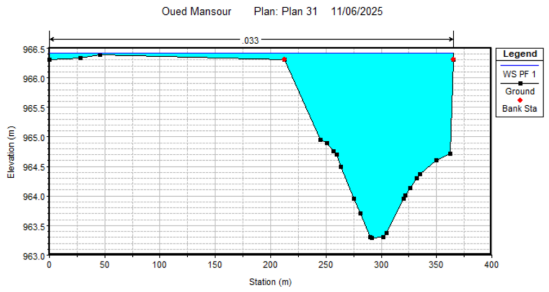
(c) Section 551 Affluent



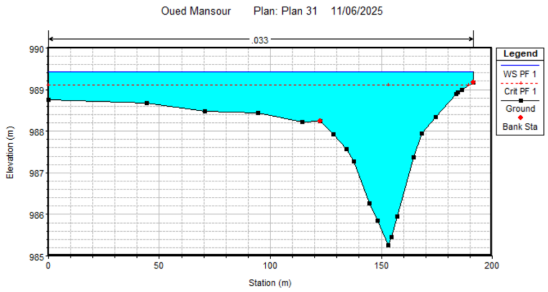
(d) Section 4461 Oued Mansour



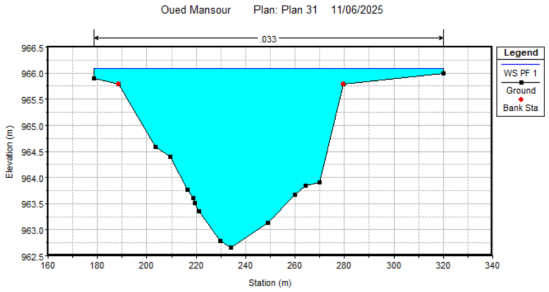
(e) Section 3468 Oued Mansour



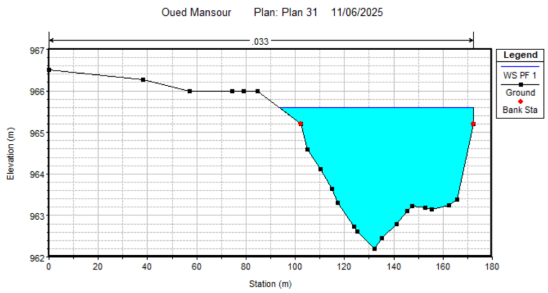
(f) Section 554 Oued Mansour



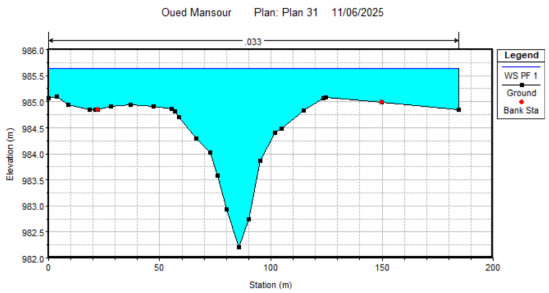
(g) Section 4250 Oued Mansour



(h) Section 458 Oued Mansour



(i) Section 352 Oued Mansour



(j) Section 3823 Oued Mansour

FIG. III.18 : Profils en travers pour certaines stations

Tab. III.1 : Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers

Rivière	Profil	Cote du fond (m)	Cote du plan d'eau (m)	Ligne d'énergie (m)	Pente (m/m)	Vitesse (m/s)	Section mouillée (m^2)	Largeur au miroir (m)	Froude
Affluant 1	1148	992.7	993.5	993.7	0.009	1.9	15.2	33.8	0.9
Affluant 1	1049	991.6	992.5	992.7	0.012	2.1	13.7	31.4	1.0
Affluant 1	948	990.8	991.5	991.7	0.007	1.7	17.0	37.5	0.8
Affluant 1	850	989.6	990.6	990.8	0.011	2.2	13.0	27.0	1.0
Affluant 1	754	988.9	989.7	989.8	0.006	1.3	22.6	77.2	0.7
Affluant 1	649	987.9	988.7	988.8	0.017	1.4	20.0	105.7	1.0
Affluant 1	548	985.9	987.0	987.3	0.013	2.5	11.3	20.9	1.1
Affluant 1	429	984.8	986.0	986.1	0.004	1.5	19.3	32.5	0.6
Affluant 1	358	984.6	985.4	985.7	0.012	2.1	13.3	29.5	1.0
Oued Mansour 1	4556	988.2	990.6	991.1	0.005	2.9	163.2	149.0	0.8
Oued Mansour 1	4446	987.3	990.4	990.6	0.002	2.0	241.1	199.7	0.6
Oued Mansour 1	4345	986.7	989.7	990.2	0.007	3.1	156.1	185.3	0.9
Oued Mansour 1	4247	985.3	988.9	989.4	0.008	3.1	158.3	189.1	1.0
Oued Mansour 1	4150	984.6	988.2	988.6	0.009	3.0	166.0	207.4	1.0
Oued Mansour 1	4059	984.4	987.8	988.0	0.004	2.1	218.0	213.0	0.7
Oued Mansour 1	3970	985.7	987.1	987.5	0.009	2.9	163.3	195.6	1.0
Oued Mansour 2	3605	980.8	983.2	986.3	0.084	8.0	68.2	197.2	2.9
Oued Mansour 2	3484	981.0	982.1	982.5	0.009	2.4	188.7	281.2	1.0
Oued Mansour 2	3370	979.5	980.9	981.3	0.008	2.3	193.1	261.5	0.9
Oued Mansour 2	3247	978.0	980.0	980.3	0.006	2.0	226.6	335.1	0.8
Oued Mansour 2	3165	977.6	979.2	979.6	0.009	2.0	195.3	308.1	0.9
Oued Mansour 2	3070	977.5	978.1	978.5	0.010	1.5	185.3	314.3	0.9
Oued Mansour 2	2980	975.3	977.2	977.4	0.005	1.6	230.2	308.4	0.7
Oued Mansour 2	2880	974.9	976.3	976.6	0.009	2.2	187.0	268.8	0.9
Oued Mansour 2	2794	974.5	975.3	975.5	0.006	2.0	232.8	318.5	0.8
Oued Mansour 2	2685	973.2	974.8	974.9	0.004	1.6	304.8	452.1	0.6
Oued Mansour 2	2483	972.9	973.6	973.8	0.005	1.5	270.8	513.9	0.7
Oued Mansour 2	2304	971.7	972.7	972.9	0.004	1.4	326.3	545.4	0.6
Oued Mansour 2	1997	970.5	971.2	971.5	0.005	1.1	217.7	351.0	0.6
Oued Mansour 2	1865	969.9	970.9	971.0	0.002	0.8	304.7	381.6	0.4
Oued Mansour 2	1670	969.1	969.9	970.3	0.008	1.7	205.4	331.1	0.9
Oued Mansour 2	1549	968.0	969.2	969.3	0.002	1.0	379.2	453.6	0.4
Oued Mansour 2	1158	966.4	967.6	967.9	0.010	2.1	190.9	306.0	1.0
Oued Mansour 2	938	965.1	966.7	966.8	0.002	1.2	396.6	523.6	0.4
Oued Mansour 2	844	964.4	966.4	966.5	0.004	1.7	308.5	616.2	0.6
Oued Mansour 2	719	963.9	966.0	966.1	0.003	1.7	285.0	284.0	0.5
Oued Mansour 2	546	963.3	965.2	965.4	0.007	2.3	223.8	454.1	0.9
Oued Mansour 2	448	962.6	964.7	964.9	0.003	1.8	273.2	391.8	0.6
Oued Mansour 2	348	962.2	963.9	964.3	0.010	2.6	179.8	245.6	1.0

Interprétation :

D'après les résultats de la simulation, on remarque que :

- La vitesse d'écoulement varie entre 0,8 et 8 m/s.
- La hauteur d'eau varie entre 0,6 et 3,6 m.
- La variation du régime d'écoulement tout au long de l'oued est mise en évidence par les valeurs du nombre de Froude, qui varient entre 0,4 et 2,9.
- **Les zones inondables :**

La carte ci-dessous, générée à l'aide de l'outil RAS Mapper du logiciel HEC-RAS, illustre la répartition des profondeurs d'eau le long du cours d'eau modélisé. Elle permet de localiser les zones inondables en fonction des hauteurs d'eau simulées.

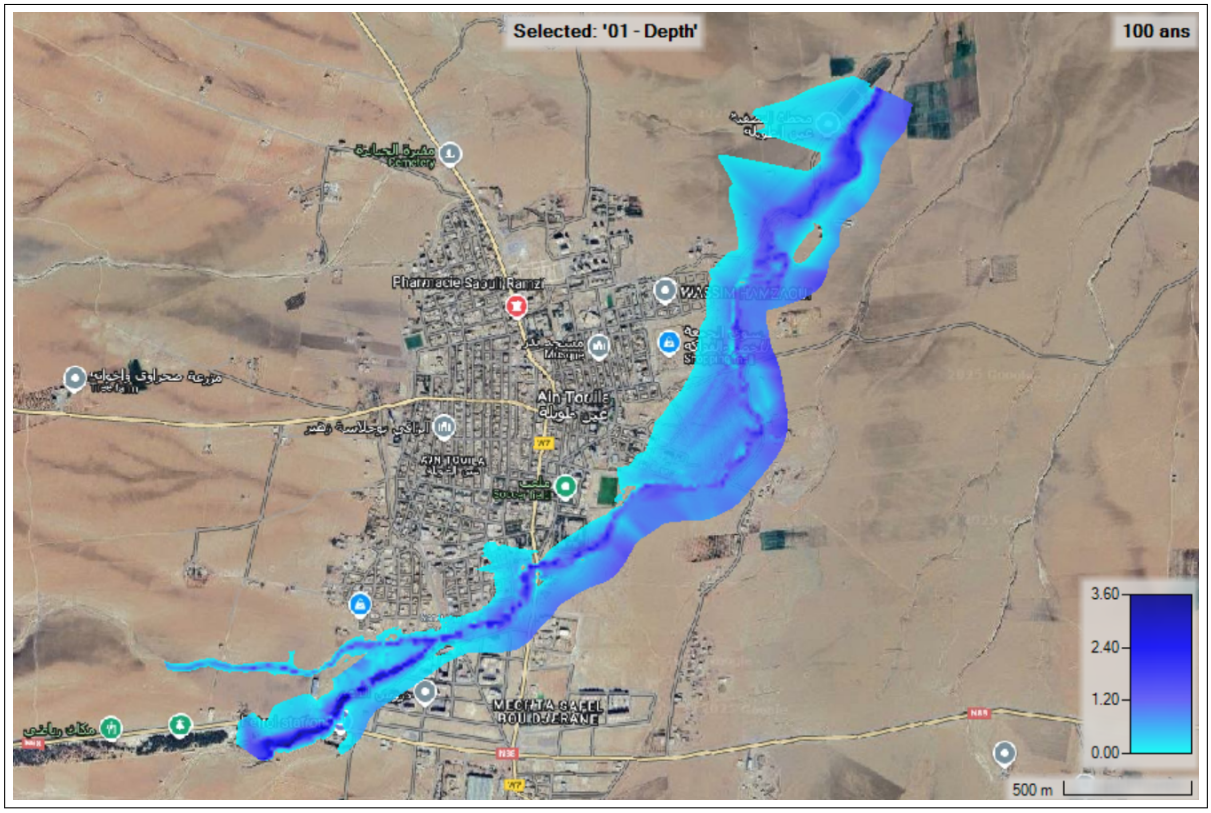


FIG. III.19 : Carte des profondeurs.

Conclusion

Selon les résultats de la simulation, certaines installations ainsi que des zones résidentielles situées le long du cours d'eau modélisé apparaissent vulnérables aux risques

d'inondation. Il est donc impératif de mettre en place des mesures d'aménagement hydraulique appropriées afin de réduire ces risques, de protéger les zones exposées et de garantir la sécurité des personnes et des biens.

CHAPITRE IV

Étude des variantes d'aménagement

Étude des variantes d'aménagement

Introduction

Le but de cette étude est d'assurer une protection optimale de la ville d'Aïn Touila contre les inondations. Cette protection repose sur la sélection des solutions d'aménagement les plus efficaces, après la proposition et l'analyse de différentes variantes, en vue de comparer leur performance en matière de gestion des crues et de réduction du risque d'inondation.

IV.1 Calcul hydraulique des canaux

Le dimensionnement des différentes formes géométriques de sections ouvertes a été réalisé à l'aide de la formule de Manning-Strickler, qui s'exprime selon la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S \cdot I^{\frac{1}{2}} \tag{IV.1}$$

Q : débit de dimensionnement (m^3/s) ;

R : rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité ;

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m) ;

IV.1.1 Choix des paramètres de dimensionnement

- **La pente du projet :**

Étant donné que la pente naturelle du lit du cours d'eau présente des irrégularités, il a été nécessaire d'opter pour une pente uniforme pour chaque tronçon.

Tab. IV.1 : Pente adoptée pour chaque tronçon du cours d'eau

Rivière	Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Pente du projet (m/m)
Affluent 1	1	36	568	0,009
Affluent 1	2	568	768	0,015
Affluent 1	3	768	918	0,010
Affluent 1	4	918	1168	0,009
Oued Mansour 1	1	29	679	0,007
Oued Mansour 1	2	679	1029	0,010
Oued Mansour 2	1	19	1469	0,005
Oued Mansour 2	2	1469	3269	0,004
Oued Mansour 2	3	3319	3769	0,003

- **Le coefficient de rugosité :**

La rugosité hydraulique d'un canal varie en fonction de la nature de son revêtement. À titre indicatif, les valeurs correspondantes à certains types de revêtements sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tab. IV.2 : Valeurs de la rugosité de Manning n

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Rugosité n
Canal en béton armé	0,013
Canal en gabion	0,03

- **Marge de sécurité dans les canaux :**

La marge de sécurité ou revanche désigne la hauteur libre entre le niveau maximal de l'eau en crue (niveau de la ligne d'eau) et le sommet de la berge. Elle permet de garantir la sécurité hydraulique de l'ouvrage face aux crues exceptionnelles.

Tab. IV.3 : Valeurs recommandées de la revanche en fonction du débit

Débit Q (m^3/s)	Revanche (m)
$Q < 0{,}75$	0,45
$0{,}75 < Q < 1{,}5$	0,60
$1{,}5 < Q < 8{,}5$	0,75
$Q > 8{,}5$	0,90

- **Vitesse admissible :**

Afin d'éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sous l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale.(Degoutte & Fry, 2002) Les valeurs de vitesse admissible sont données dans le tableau ci-dessous.

Tab. IV.4 : Vitesse admissible selon le type de revêtement du lit

Type de lit	**Vitesse admissible (m/s)**
En béton armé	12
En gabion	6

IV.2 Étude de variantes

Dans cette étude, deux variantes d'aménagement ont été proposées :

- Un canal trapézoïdal en béton armé ;
- Un canal trapézoïdal en gabion.

Un calcul hydraulique sera effectué pour chacune des variantes, en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec le logiciel HEC-RAS sur l'ensemble des tronçons du cours d'eau. Chaque solution d'aménagement proposée fera l'objet d'une description détaillée, afin de permettre le choix de la variante la plus adaptée du point de vue technico-économique.

IV.2.1 Première variante : Canal en gabion

La première variante proposée consiste en la réalisation d'un canal trapézoïdal en gabions. Ce choix repose sur la capacité des gabions à assurer à la fois la stabilité des berges et une bonne résistance à l'érosion, tout en facilitant l'écoulement des eaux de crue. Leur structure perméable permet également de réduire la pression hydrostatique, ce qui améliore la durabilité de l'aménagement, notamment dans les zones à forte pente ou à débit variable.

IV.2.1.1 Dimensionnement

- Les dimensions des canaux en gabions sont résumées dans le tableau suivant :

Tab. IV.5 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés

Paramètre	Affluent	Oued Mansour 1	Oued Mansour 2
Débit (m^3/s)	28,25	465,45	493,7
Longueur (km)	1,16	1,02	4,1
Largeur au fond (m)	10	35	40
Hauteur du canal (m)	1,5	3	3
Rugosité (n de Manning)	0,03	0,03	0,03

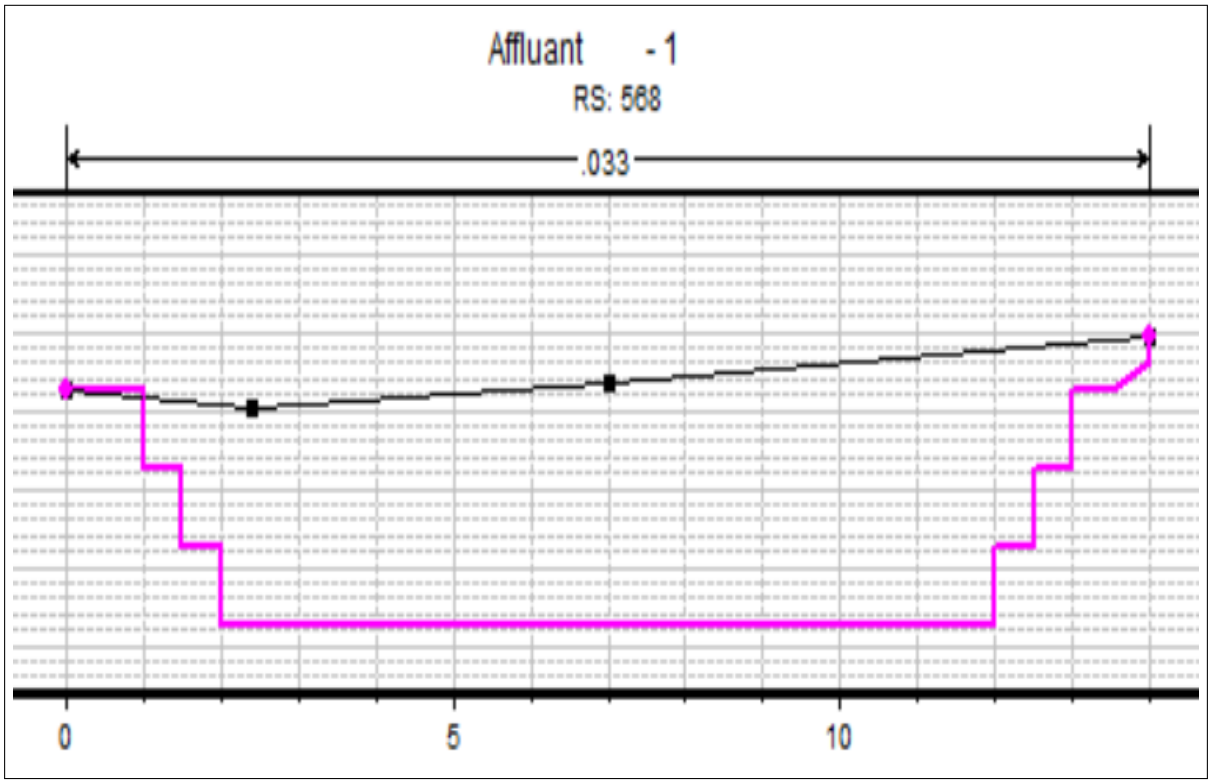


Fig. IV.1 : Variante 01 sur HEC-RAS.

- **Dimensionnement des ouvrages de traversée :** Trois ouvrages sous forme de dalots rectangulaires en béton sont prévus : un au niveau de Oued Mansour 1 et deux au niveau de Oued Mansour 2. Les dimensions sont résumées dans le tableau suivant :

Tab. IV.6 : Dimensions géométriques des ouvrages de traversée

Rivière	Largeur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)
Oued Mansour 1	17×2	3	10
Oued Mansour 2	19,5×2	3	10

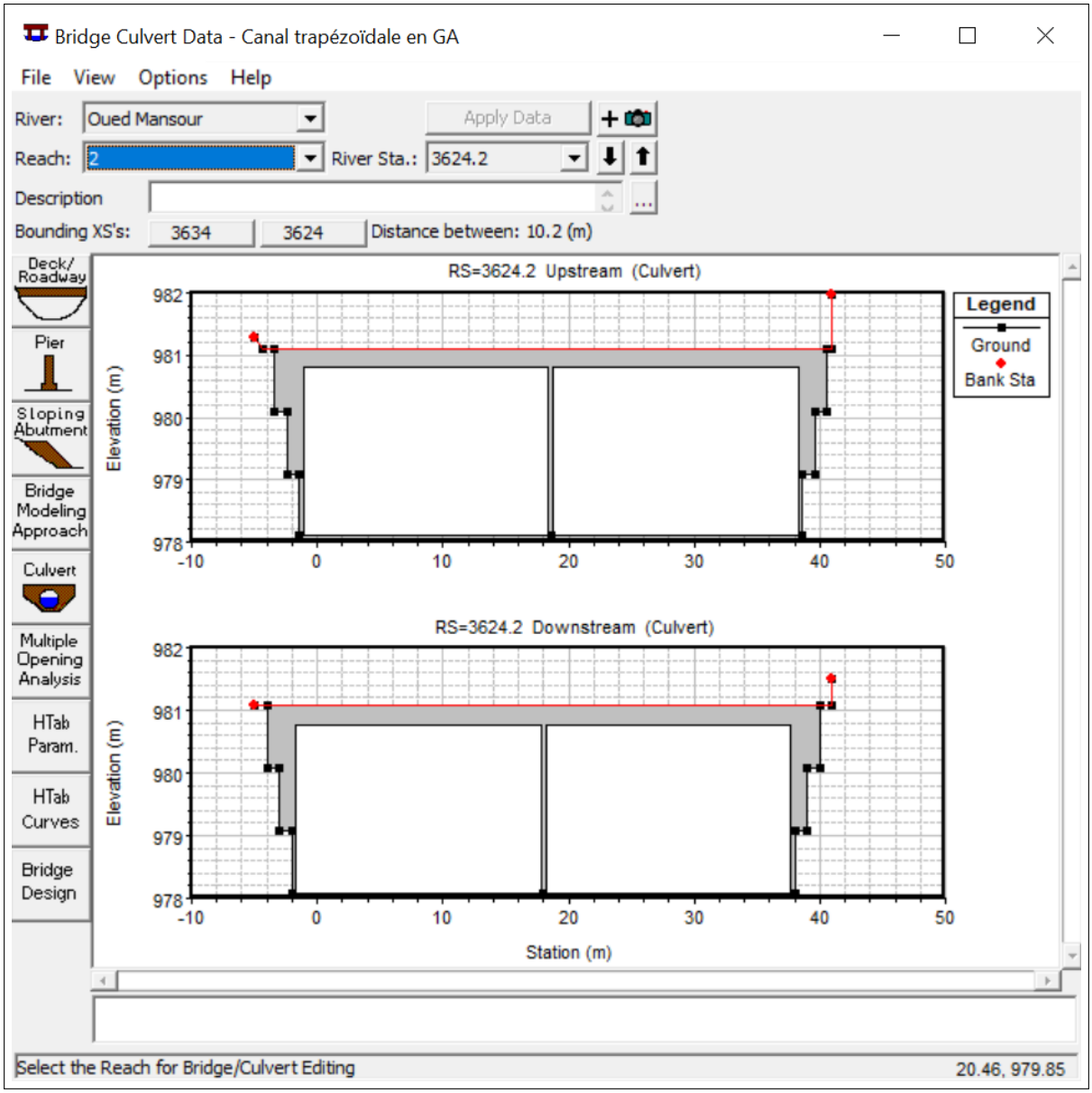


FIG. IV.2 : Dalot sur HEC-RAS.

IV.2.1.2 Résultats de la simulation

- **Profil en long :**

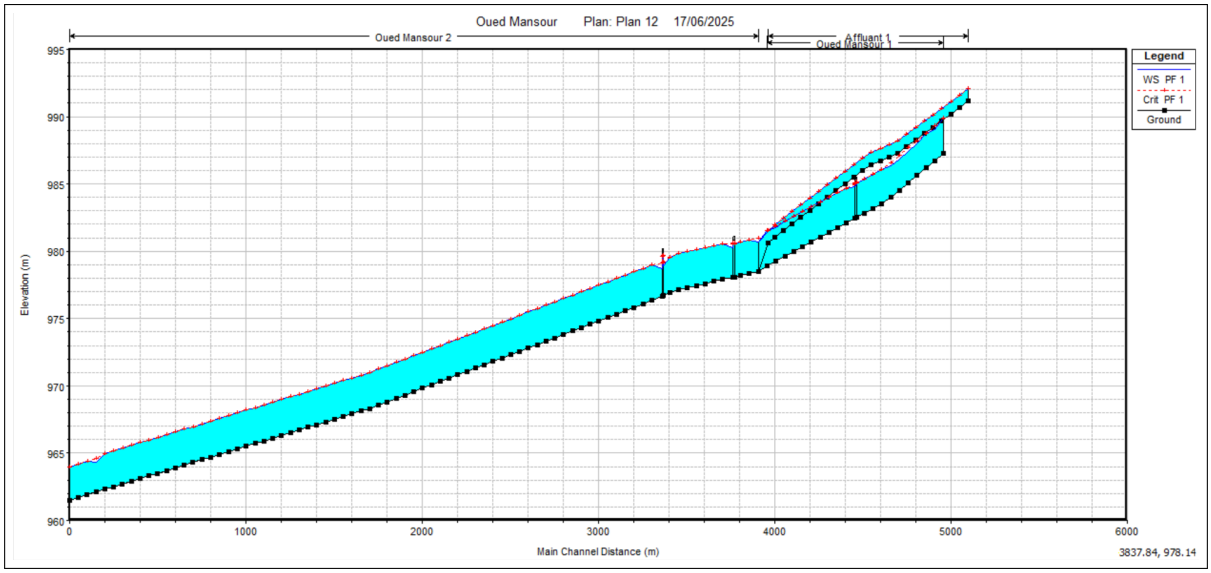


FIG. IV.3 : Profil en long du cours d'eau après l'aménagement.

- **Carte des profondeurs :**

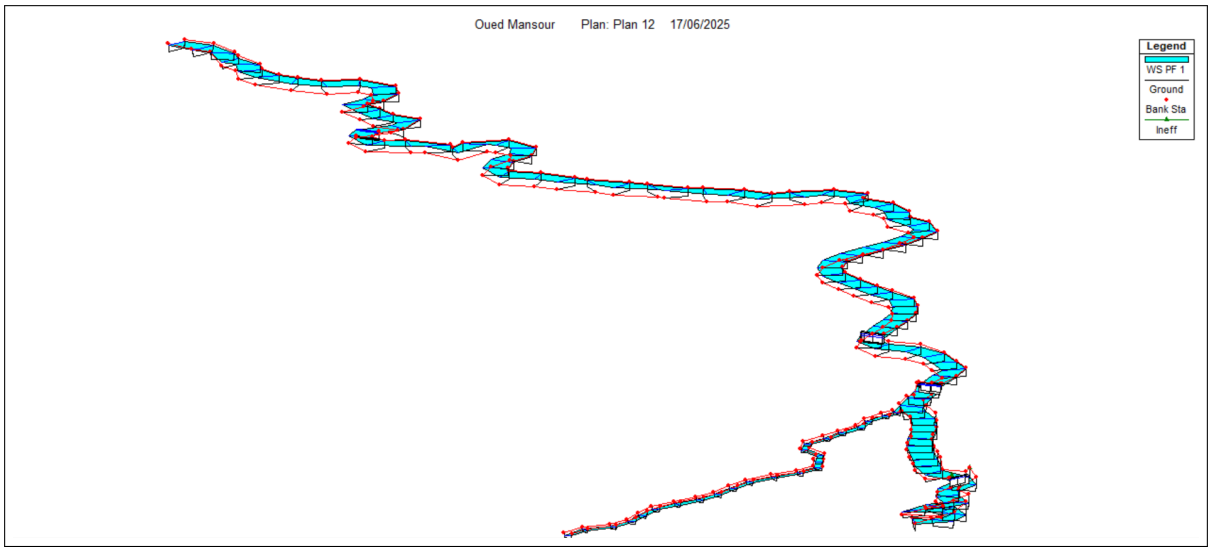
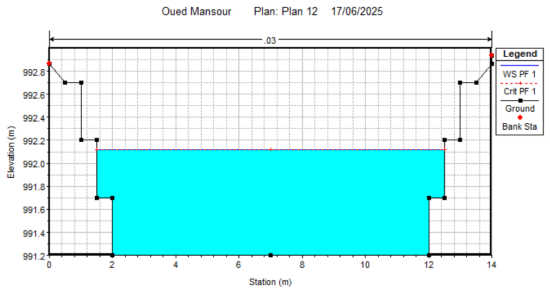
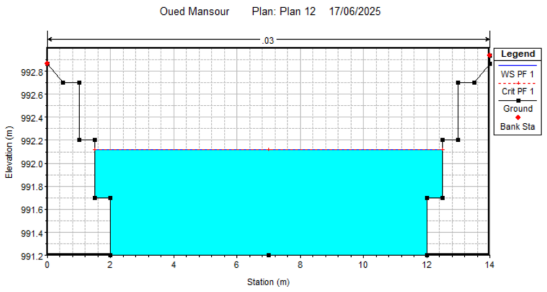


FIG. IV.4 : Vue en plan en 3D de l'oued après l'aménagement.

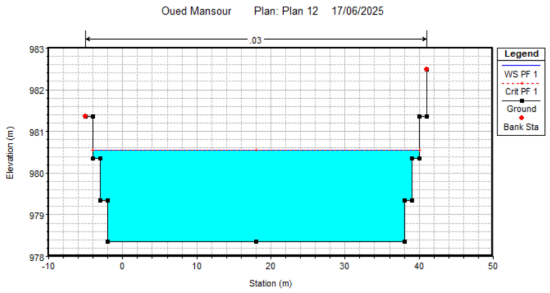
- **Profils en travers :**



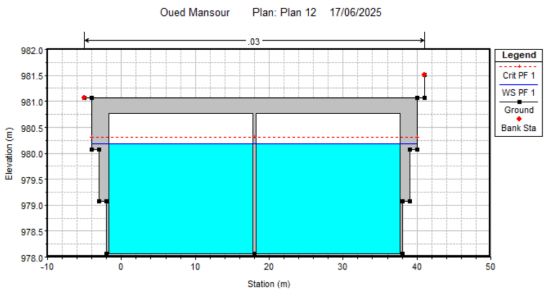
(a) Section 368 Affluent



(b) Section 429 Oued Mansour 1



(c) Section 2769 Oued Mansour 2



(d) Ouvrages de traversée

FIG. IV.5 : Profils en travers de l'oued après l'aménagement.

- **Paramètres d'écoulement :**

Les résultats des paramètres d'écoulement sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tab. IV.7 : Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers

Rivière	Profil	Cote du fond (m)	Cote du plan d'eau (m)	Ligne d'énergie (m)	Pente (m/m)	Vitesse (m/s)	Section mouillée (m^2)	Largeur au miroir (m)	Froude
Affluent 1	1168	991.2	992.16	992.56	0.010	2.79	10.11	11	0.9
Affluent 1	1118	990.7	991.65	992.06	0.010	2.84	9.95	11	1.0
Affluent 1	1068	990.2	991.18	991.56	0.009	2.75	10.26	11	0.9
Affluent 1	1018	989.7	990.64	991.06	0.011	2.89	9.79	11	1.0
Affluent 1	968	989.2	990.29	990.59	0.007	2.44	11.58	12	0.8
Affluent 1	918	988.8	989.75	990.16	0.010	2.85	9.92	11	1.0
Affluent 1	868	988.3	989.29	989.67	0.009	2.73	10.34	11	0.9
Affluent 1	818	987.8	988.73	989.16	0.011	2.91	9.70	11	1.0
Affluent 1	768	987.3	988.44	988.71	0.006	2.32	12.17	12	0.7
Affluent 1	718	987.0	988.14	988.41	0.006	2.32	12.18	12	0.7
Affluent 1	668	986.7	987.84	988.12	0.006	2.32	12.20	12	0.7
Affluent 1	618	986.4	987.51	987.80	0.007	2.38	11.85	12	0.8
Affluent 1	568	986.03	986.99	987.39	0.010	2.81	10.04	11	0.9
Affluent 1	518	985.53	986.49	986.89	0.010	2.82	10.02	11	0.9
Affluent 1	468	985.03	985.99	986.39	0.010	2.81	10.07	11	0.9
Affluent 1	418	984.53	985.48	985.89	0.010	2.83	9.99	11	1.0
Affluent 1	368	984.03	985.00	985.39	0.010	2.79	10.13	11	0.9
Affluent 1	318	983.53	984.48	984.89	0.010	2.85	9.92	11	1.0
Affluent 1	268	983.03	984.02	984.40	0.009	2.73	10.34	11	0.9
Affluent 1	218	982.53	983.46	983.89	0.011	2.91	9.70	11	1.0
Affluent 1	168	982.03	983.17	983.44	0.006	2.33	12.15	12	0.7
Affluent 1	118	981.53	983.09	983.23	0.002	1.63	17.34	13.38	0.5
Affluent 1	68	981.03	983.08	983.15	0.001	1.17	24.07	14	0.3
Affluent 1	36	980.60	983.08	983.12	0.000	0.94	30.08	14	0.2
Oued Mansour 1	1029	987.29	989.88	991.10	0.008	4.90	95.02	39	1.0
Oued Mansour 1	979	986.74	989.06	990.61	0.011	5.50	84.55	39	1.2
Oued Mansour 1	929	986.19	988.77	990.08	0.008	5.06	91.96	36	1.0
Oued Mansour 1	879	985.64	987.96	989.58	0.011	5.64	82.54	36	1.2
Oued Mansour 1	829	985.09	987.41	989.03	0.011	5.65	82.38	36	1.2
Oued Mansour 1	779	984.54	986.86	988.48	0.011	5.64	82.49	36	1.2
Oued Mansour 1	729	983.99	986.33	987.93	0.011	5.60	83.16	36	1.2
Oued Mansour 1	679	983.50	986.36	987.42	0.006	4.56	102.12	36	0.9
Oued Mansour 1	629	983.15	986.19	987.13	0.005	4.29	108.52	36	0.8
Oued Mansour 1	579	982.80	986.08	986.88	0.004	3.98	116.94	36	0.7
Oued Mansour 1	538	982.51	986.09	986.70	0.003	3.46	134.59	42.77	0.6
Dalot									
Oued Mansour 1	527	982.44	985.35	986.30	0.005	4.32	107.77	39	0.8
Oued Mansour 1	479	982.09	984.78	985.98	0.007	4.87	95.57	36	1.0
Oued Mansour 1	429	981.74	984.43	985.64	0.007	4.87	95.60	36	1.0

Tab. IV.8 : Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite)

Rivière	Profil	Cote du fond (m)	Cote du plan d'eau (m)	Ligne d'énergie (m)	Pente (m/m)	Vitesse (m/s)	Section mouillée (m^2)	Largeur au miroir (m)	Froude
Oued Mansour 1	379	981.39	984.08	985.29	0.007	4.87	95.67	36	1.0
Oued Mansour 1	329	981.04	983.73	984.94	0.007	4.86	95.77	36	1.0
Oued Mansour 1	279	980.69	983.40	984.59	0.007	4.83	96.34	36	0.9
Oued Mansour 1	229	980.34	983.09	984.24	0.006	4.75	98.07	36	0.9
Oued Mansour 1	179	979.99	982.85	983.91	0.006	4.57	101.82	36	0.9
Oued Mansour 1	129	979.64	982.67	983.62	0.005	4.31	108.08	36	0.8
Oued Mansour 1	79	979.29	982.64	983.35	0.003	3.71	125.31	41	0.7
Oued Mansour 1	29	978.94	982.57	983.16	0.003	3.40	136.85	41	0.6
Oued Mansour 2	3769	978.50	982.61	983.01	0.001	2.79	177.12	46	0.5
Oued Mansour 2	3719	978.35	982.55	982.93	0.001	2.72	181.42	46	0.4
Oued Mansour 2	3669	978.20	982.45	982.86	0.001	2.85	173.08	41	0.4
Oued Mansour 2	3634	978.10	982.45	982.80	0.001	2.63	187.95	46	0.4
Dalot									
Oued Mansour 2	3569	977.90	981.57	982.28	0.003	3.74	132.04	36	0.6
Oued Mansour 2	3519	977.75	981.43	982.14	0.003	3.73	132.44	36	0.6
Oued Mansour 2	3469	977.60	981.29	982.00	0.003	3.71	132.92	36	0.6
Oued Mansour 2	3419	977.45	981.16	981.86	0.003	3.70	133.48	36	0.6
Oued Mansour 2	3369	977.30	981.03	981.72	0.003	3.68	134.12	36	0.6
Oued Mansour 2	3319	977.15	980.90	981.58	0.003	3.66	134.87	36	0.6
Oued Mansour 2	3269	976.90	980.81	981.44	0.002	3.51	140.81	36	0.6
Oued Mansour 2	3231	976.71	980.86	981.31	0.002	2.97	166.08	40	0.5
Dalot									
Oued Mansour 2	3226	976.67	979.97	980.68	0.003	3.74	131.85	40	0.7
Oued Mansour 2	3169	976.35	979.36	980.42	0.005	4.56	108.35	36	0.8
Oued Mansour 2	3069	975.82	978.88	979.90	0.005	4.48	110.28	36	0.8
Oued Mansour 2	3019	975.57	978.63	979.65	0.005	4.48	110.27	36	0.8
Oued Mansour 2	2969	975.31	978.38	979.40	0.005	4.48	110.29	36	0.8
Oued Mansour 2	2869	974.82	977.88	978.90	0.005	4.48	110.29	36	0.8
Oued Mansour 2	2819	974.57	977.63	978.65	0.005	4.48	110.28	36	0.8
Oued Mansour 2	2719	974.06	977.13	978.15	0.005	4.48	110.29	36	0.8
Oued Mansour 2	2669	973.81	976.88	977.90	0.005	4.48	110.29	36	0.8
Oued Mansour 2	2619	973.57	976.63	977.65	0.005	4.48	110.28	36	0.8
Oued Mansour 2	2519	973.06	976.13	977.15	0.005	4.48	110.29	36	0.8
Oued Mansour 2	2469	972.81	975.88	976.9	0.005	4.48	110.3	36	0.8
Oued Mansour 2	2419	972.57	975.63	976.65	0.005	4.48	110.3	36	0.8
Oued Mansour 2	2369	972.32	975.38	976.4	0.005	4.48	110.3	36	0.8
Oued Mansour 2	2319	972.07	975.13	976.15	0.005	4.48	110.31	36	0.8
Oued Mansour 2	2269	971.81	974.88	975.9	0.005	4.47	110.34	36	0.8

Tab. IV.9 : Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite)

Rivière	Profil	Cote du fond (m)	Cote du plan d'eau (m)	Ligne d'énergie (m)	Pente (m/m)	Vitesse (m/s)	Section mouillée (m^2)	Largeur au miroir (m)	Froude
Oued Mansour 2	2219	971.56	974.63	975.65	0.005	4.47	110.35	36	0.8
Oued Mansour 2	2169	971.32	974.38	975.4	0.005	4.47	110.37	36	0.8
Oued Mansour 2	2119	971.07	974.13	975.15	0.005	4.47	110.4	36	0.8
Oued Mansour 2	2069	970.82	973.88	974.9	0.005	4.47	110.44	36	0.8
Oued Mansour 2	2019	970.56	973.63	974.65	0.005	4.47	110.51	36	0.8
Oued Mansour 2	1969	970.31	973.39	974.4	0.005	4.46	110.59	36	0.8
Oued Mansour 2	1919	970.07	973.14	974.15	0.005	4.46	110.69	36	0.8
Oued Mansour 2	1869	969.82	972.9	973.91	0.005	4.45	110.88	36	0.8
Oued Mansour 2	1819	969.57	972.66	973.66	0.005	4.44	111.24	36	0.8
Oued Mansour 2	1769	969.31	972.42	973.42	0.005	4.41	111.83	36	0.8
Oued Mansour 2	1719	969.06	972.2	973.17	0.005	4.38	112.71	36	0.8
Oued Mansour 2	1669	968.82	971.98	972.94	0.005	4.33	114.02	36	0.8
Oued Mansour 2	1619	968.57	971.78	972.71	0.004	4.26	115.88	36	0.8
Oued Mansour 2	1569	968.31	971.6	972.49	0.004	4.17	118.43	36	0.7
Oued Mansour 2	1519	968.11	971.4	972.29	0.004	4.17	118.43	36	0.7
Oued Mansour 2	1469	967.92	971.2	972.09	0.004	4.17	118.43	36	0.7
Oued Mansour 2	1419	967.72	971	971.89	0.004	4.17	118.43	36	0.7
Oued Mansour 2	1369	967.52	970.81	971.69	0.004	4.17	118.44	36	0.7
Oued Mansour 2	1319	967.32	970.61	971.49	0.004	4.17	118.44	36	0.7
Oued Mansour 2	1269	967.11	970.41	971.29	0.004	4.17	118.46	36	0.7
Oued Mansour 2	1219	966.91	970.21	971.09	0.004	4.17	118.46	36	0.7
Oued Mansour 2	1169	966.72	970.01	970.89	0.004	4.17	118.47	36	0.7
Oued Mansour 2	1119	966.52	969.81	970.69	0.004	4.17	118.49	36	0.7
Oued Mansour 2	1069	966.32	969.61	970.49	0.004	4.17	118.5	36	0.7
Oued Mansour 2	1019	966.12	969.41	970.29	0.004	4.17	118.51	36	0.7
Oued Mansour 2	969	965.91	969.21	970.09	0.004	4.16	118.55	36	0.7
Oued Mansour 2	921	965.71	969.01	969.89	0.004	4.16	118.58	36	0.7
Oued Mansour 2	869	964.91	968.19	969.09	0.004	4.18	117.99	36	0.7
Oued Mansour 2	819	964.71	968	968.88	0.004	4.17	118.37	36	0.7
Oued Mansour 2	769	964.51	967.79	968.68	0.004	4.17	118.35	36	0.7
Oued Mansour 2	669	964.11	967.39	968.28	0.004	4.17	118.27	36	0.7
Oued Mansour 2	569	963.71	966.99	967.88	0.004	4.18	118.12	36	0.7
Oued Mansour 2	519	963.51	966.78	967.68	0.004	4.18	117.99	36	0.7
Oued Mansour 2	419	963.11	966.37	967.27	0.004	4.2	117.5	36	0.7
Oued Mansour 2	369	962.91	966.16	967.07	0.004	4.22	117.06	36	0.8
Oued Mansour 2	269	962.51	965.69	966.64	0.004	4.31	114.62	36	0.8
Oued Mansour 2	219	962.31	965.03	966.32	0.007	5.04	97.94	36	1.0
Oued Mansour 2	119	961.91	964.89	965.68	0.004	3.95	125.08	44	0.8
Oued Mansour 2	69	961.71	964.66	965.47	0.004	3.98	124.03	44	0.8
Oued Mansour 2	19	961.51	963.98	965.16	0.008	4.79	103	44	1.0

IV.2.2 Deuxième variante : Canal en béton armé

La deuxième variante proposée consiste en la conception d'un canal à section trapézoïdale en béton armé. Cette forme a été retenue en raison de son efficacité hydraulique, offrant une capacité de transit élevée et un champ d'écoulement optimal. De plus, elle présente une grande stabilité structurelle, ce qui en fait un profil particulièrement adapté aux écoulements à fort débit.

IV.2.2.1 Dimensionnement

- Les dimensions des canaux en béton armé sont résumées dans le tableau suivant :

Tab. IV.10 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés

Paramètre	**Affluent**	**Oued Mansour 1**	**Oued Mansour 2**
Débit (m^3/s)	28,25	465,45	493,7
Longueur (m)	1,16	1,02	4,1
Largeur au fond (m)	10	25	30
Hauteur du canal (m)	1,6	3	3
Largeur au miroir (m)	13,2	31	36
Rugosité (n de Manning)	0,013	0,013	0,013
Fruit de talus (H/V)	1	1	1

Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain.

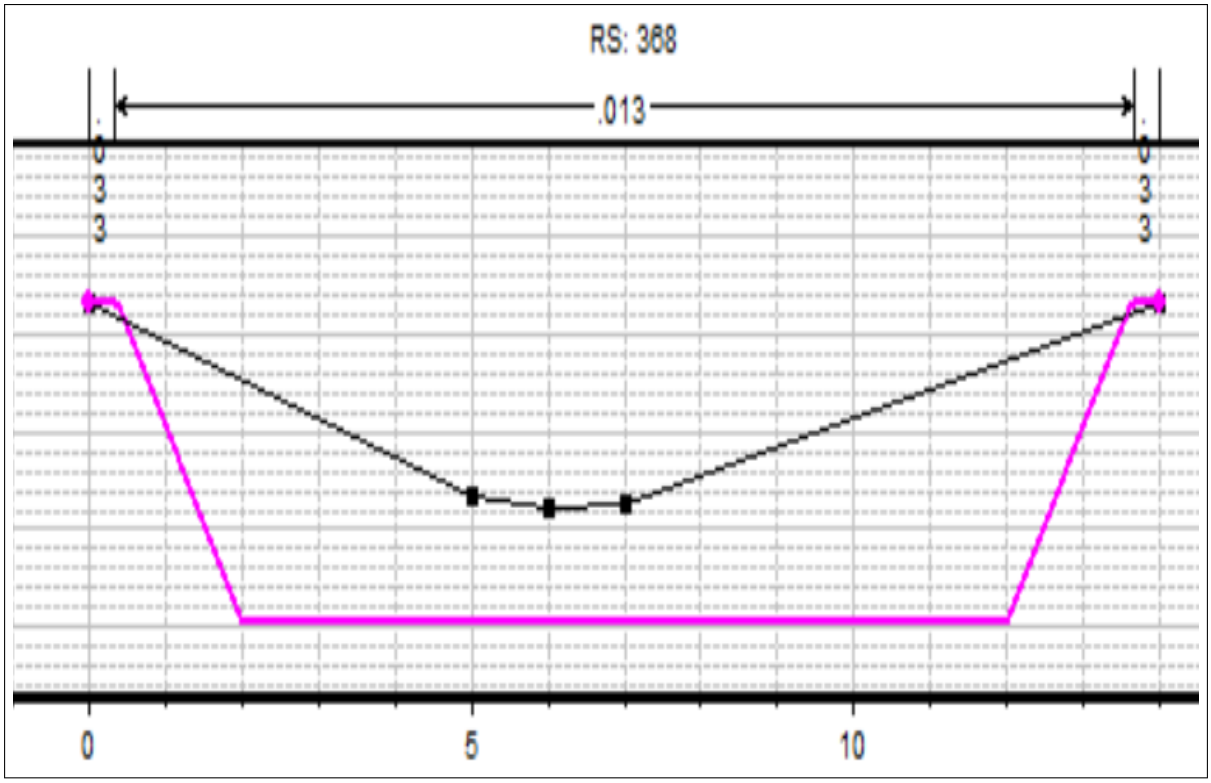


FIG. IV.6 : Variante 02 sur HEC-RAS.

- Les dimensions des ouvrages de traversée sont résumées dans le tableau suivant :

TAB. IV.11 : Dimensions géométriques des ouvrages de traversée

Rivière	**Largeur (m)**	**Hauteur (m)**	**Longueur (m)**
Oued Mansour 1	12×2	3	10
Oued Mansour 2	14,5×2	3	10

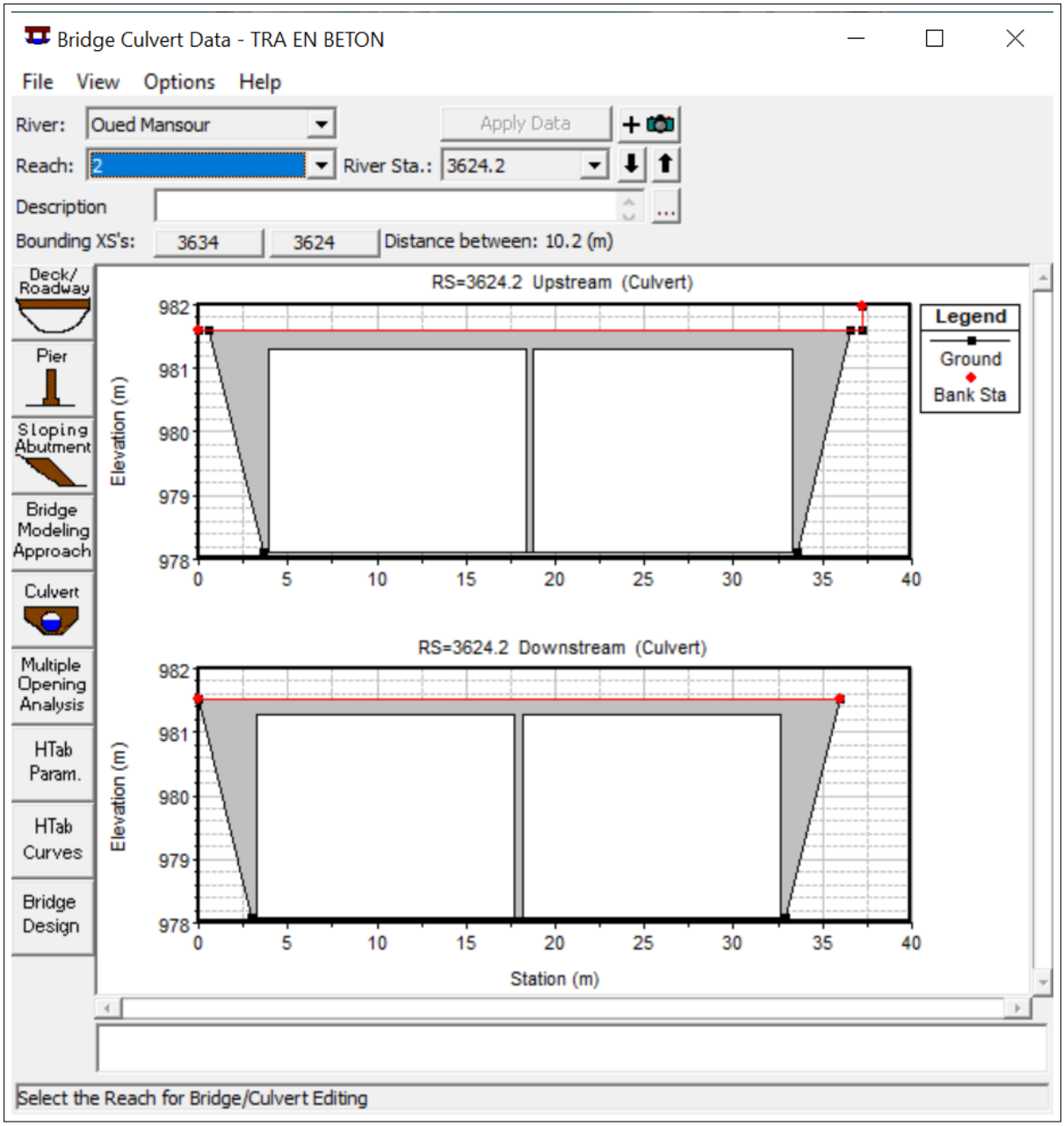


Fig. IV.7 : Dalot sur HEC-RAS.

IV.2.2.2 Résultats de la simulation

- **Profil en long :**

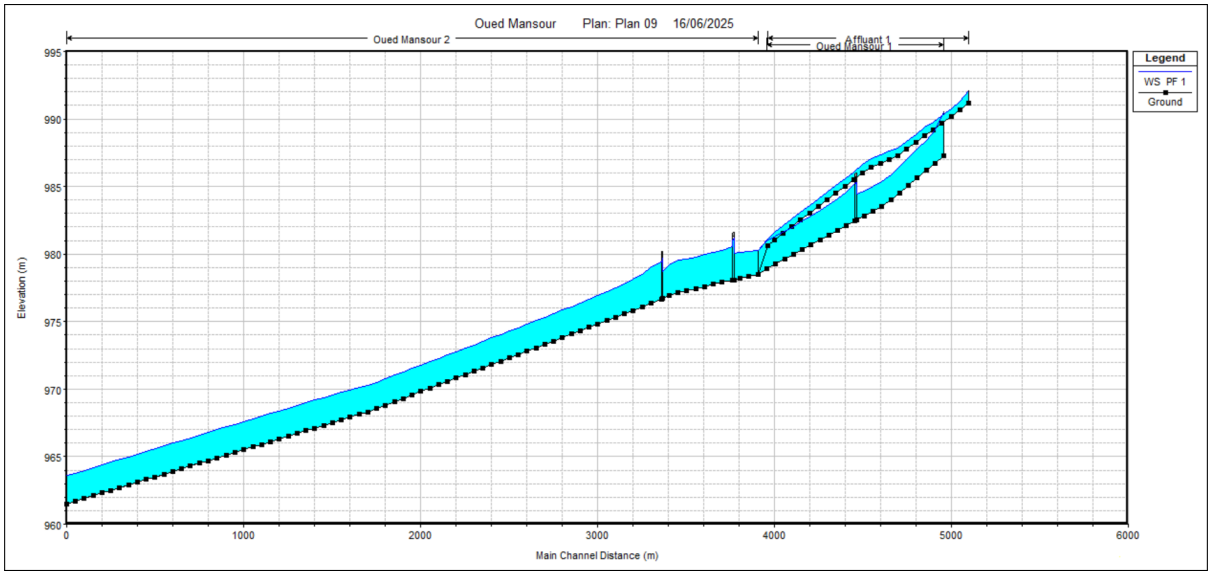


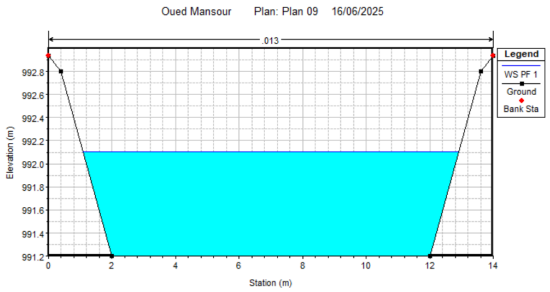
FIG. IV.8 : Profil en long du cours d'eau après l'aménagement.

- **Carte des profondeurs :**

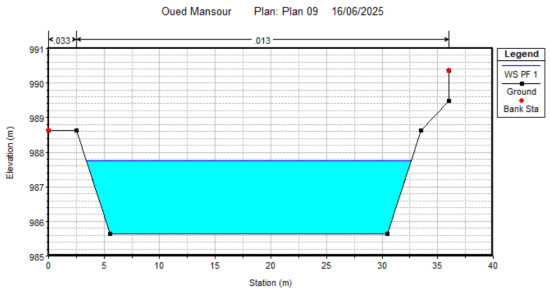


FIG. IV.9 : Carte des profondeurs après l'aménagement.

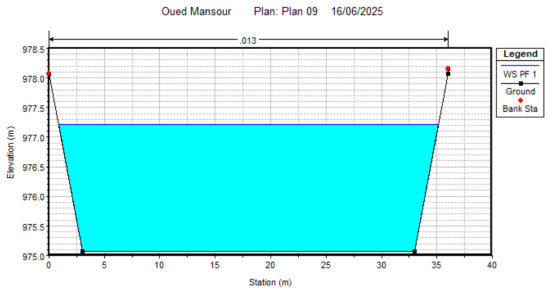
- **Profils en travers :**



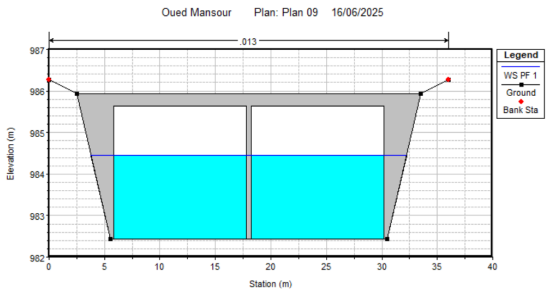
(a) Section 668 Affluent



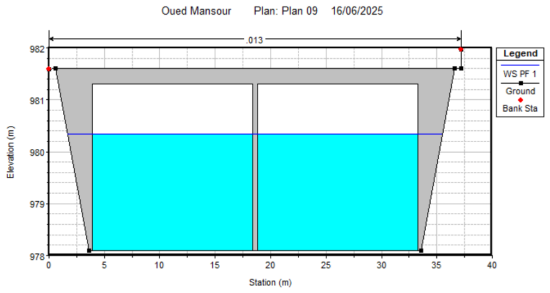
(b) Section 929 Oued Mansour 1



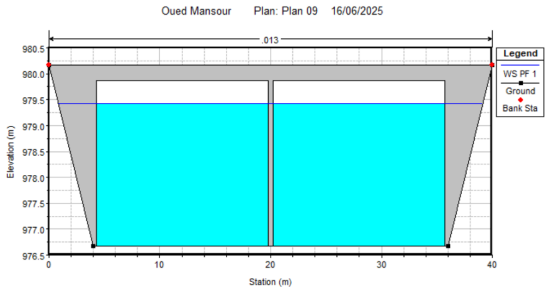
(c) Section 1319 Oued Mansour 2



(d) Ouvrage de traversée 1



(e) Ouvrage de traversée 2



(f) Ouvrage de traversée 3

FIG. IV.10 : Profils en travers de l'oued après l'aménagement.

- **Paramètres d'écoulement :**

Les résultats de la simulation sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tab. IV.12 : Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers

Rivière	Profil	Cote du fond (m)	Cote du plan d'eau (m)	Ligne d'énergie (m)	Pente (m/m)	Vitesse (m/s)	Section mouillée (m^2)	Largeur au miroir (m)	Froude
Affluent 1	1168	991.2	992.1	992.5	0.002	4.5	9.9	11.8	1.0
Affluent 1	1118	990.7	991.3	992.3	0.007	4.4	6.4	11.2	1.9
Affluent 1	1068	990.2	990.8	991.9	0.009	4.7	6.1	11.1	2.0
Affluent 1	1018	989.7	990.3	991.4	0.009	4.8	5.9	11.1	2.1
Affluent 1	968	989.2	989.8	990.9	0.010	4.8	5.9	11.1	2.1
Affluent 1	918	988.8	989.4	990.5	0.008	4.6	6.2	11.2	2.0
Affluent 1	868	988.3	988.9	990.0	0.009	4.7	6.0	11.1	2.1
Affluent 1	818	987.8	988.4	989.5	0.010	4.8	5.9	11.1	2.1
Affluent 1	768	987.3	987.9	989.1	0.010	4.8	5.8	11.1	2.1
Affluent 1	718	987.0	987.6	988.6	0.007	4.3	6.6	11.2	1.8
Affluent 1	668	986.7	987.3	988.2	0.006	4.2	6.8	11.3	1.7
Affluent 1	618	986.4	987.0	987.9	0.006	4.2	6.8	11.3	1.7
Affluent 1	568	986.0	986.7	987.6	0.007	4.3	6.6	11.2	1.8
Affluent 1	518	985.5	986.1	987.2	0.009	4.6	6.1	11.2	2.0
Affluent 1	468	985.0	985.6	986.7	0.009	4.8	5.9	11.1	2.1
Affluent 1	418	984.5	985.1	986.3	0.010	4.8	5.9	11.1	2.1
Affluent 1	368	984.0	984.6	985.8	0.010	4.8	5.8	11.1	2.1
Affluent 1	318	983.5	984.1	985.3	0.010	4.9	5.8	11.1	2.1
Affluent 1	268	983.0	983.6	984.8	0.010	4.9	5.8	11.1	2.1
Affluent 1	218	982.5	983.1	984.3	0.010	4.9	5.8	11.1	2.1
Affluent 1	168	982.0	982.6	983.8	0.010	4.9	5.8	11.1	2.2
Affluent 1	118	981.5	982.1	983.3	0.010	4.9	5.8	11.1	2.2
Affluent 1	68	981.0	981.6	982.8	0.010	4.9	5.8	11.1	2.2
Affluent 1	36	980.6	981.1	982.4	0.011	5.1	5.6	11.1	2.0
Oued Mansour 1	1029	987.3	990.5	991.8	0.001	5.0	92.4	36.0	1.0
Oued Mansour 1	979	986.7	989.2	991.6	0.003	6.9	67.7	29.9	1.5
Oued Mansour 1	929	986.2	988.4	991.4	0.004	7.6	61.1	29.5	1.7
Oued Mansour 1	879	985.6	987.8	991.1	0.005	8.1	57.2	29.2	1.9
Oued Mansour 1	829	985.1	987.1	990.8	0.006	8.5	54.5	29.0	2.0
Oued Mansour 1	779	984.5	986.5	990.5	0.006	8.9	52.5	28.9	2.1
Oued Mansour 1	729	984.0	985.9	990.1	0.007	9.1	51.0	28.8	2.2
Oued Mansour 1	679	983.5	985.4	989.8	0.007	9.3	50.2	28.7	2.2
Oued Mansour 1	629	983.2	985.0	989.4	0.007	9.2	50.4	28.8	2.2
Oued Mansour 1	579	982.8	984.7	989.0	0.007	9.2	50.5	28.8	2.2
Oued Mansour 1	538	982.5	984.4	988.7	0.007	9.2	50.8	28.3	2.2
Dalot									
Oued Mansour 1	527	982.4	985.2	987.1	0.002	6.2	75.4	29.7	1.2
Oued Mansour 1	479	982.1	984.6	987.0	0.003	6.9	67.8	29.9	1.5
Oued Mansour 1	429	981.7	984.1	986.8	0.003	7.3	64.1	29.7	1.6

Tab. IV.13 : Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite)

Rivière	Profil	Cote du fond (m)	Cote du plan d'eau (m)	Ligne d'énergie (m)	Pente (m/m)	Vitesse (m/s)	Section mouillée (m^2)	Largeur au miroir (m)	Froude
Oued Mansour 1	379	981.4	983.7	986.6	0.004	7.6	61.5	29.5	1.7
Oued Mansour 1	329	981.0	983.2	986.3	0.004	7.8	59.6	29.4	1.8
Oued Mansour 1	279	980.7	982.8	986.1	0.005	8.0	58.2	29.3	1.8
Oued Mansour 1	229	980.3	982.5	985.8	0.005	8.2	57.0	29.2	1.9
Oued Mansour 1	179	980.0	982.1	985.6	0.005	8.3	56.1	29.1	1.9
Oued Mansour 1	129	979.6	981.7	985.3	0.005	8.4	55.3	29.1	2.0
Oued Mansour 1	79	979.3	981.3	985.0	0.006	8.5	54.7	29.1	2.0
Oued Mansour 1	29	978.9	981.0	984.7	0.006	8.6	54.2	29.0	2.0
Oued Mansour 2	3769	978.5	980.2	984.3	0.007	9.0	55.0	33.5	2.2
Oued Mansour 2	3719	978.4	980.2	983.9	0.006	8.5	57.9	33.6	2.1
Oued Mansour 2	3669	978.2	980.1	983.5	0.005	8.2	60.6	33.8	1.9
Oued Mansour 2	3634	978.1	980.1	983.3	0.005	7.9	62.6	33.4	1.8
Dalot									
Oued Mansour 2	3624	978.1	980.5	982.5	0.002	6.2	79.4	34.3	1.3
Oued Mansour 2	3569	977.9	980.3	982.4	0.003	6.4	77.3	34.8	1.4
Oued Mansour 2	3519	977.8	980.1	982.2	0.003	6.5	76.6	34.7	1.4
Oued Mansour 2	3469	977.6	980.0	982.1	0.003	6.5	76.1	34.7	1.4
Oued Mansour 2	3419	977.5	979.8	982.0	0.003	6.5	75.7	34.7	1.4
Oued Mansour 2	3369	977.3	979.6	981.8	0.003	6.6	75.3	34.7	1.4
Oued Mansour 2	3319	977.2	979.5	981.7	0.003	6.5	76.3	34.1	1.4
Oued Mansour 2	3269	976.9	979.2	981.5	0.003	6.7	73.2	33.9	1.5
Oued Mansour 2	3231	976.7	978.7	981.3	0.005	7.2	69.0	36.6	1.7
Dalot									
Oued Mansour 2	3226	976.7	979.4	980.8	0.001	5.1	96.7	38.3	1.0
Oued Mansour 2	3169	976.4	979.1	980.6	0.002	5.6	88.9	35.4	1.1
Oued Mansour 2	3119	976.1	978.5	980.5	0.002	6.3	78.7	34.9	1.3
Oued Mansour 2	3069	975.8	978.1	980.4	0.003	6.6	74.9	34.6	1.4
Oued Mansour 2	3019	975.6	977.8	980.2	0.003	6.8	72.3	34.5	1.5
Oued Mansour 2	2969	975.3	977.5	980.0	0.003	7.0	70.5	34.4	1.6
Oued Mansour 2	2919	975.1	977.2	979.8	0.004	7.2	69.1	34.3	1.6
Oued Mansour 2	2869	974.8	976.9	979.6	0.004	7.3	67.9	34.2	1.7
Oued Mansour 2	2819	974.6	976.7	979.4	0.004	7.4	67.0	34.2	1.7
Oued Mansour 2	2769	974.3	976.4	979.2	0.004	7.5	66.3	34.1	1.7
Oued Mansour 2	2719	974.1	976.1	979.0	0.004	7.5	65.6	34.1	1.7
Oued Mansour 2	2669	973.8	975.9	978.8	0.004	7.6	65.1	34.1	1.8
Oued Mansour 2	2619	973.6	975.6	978.6	0.004	7.6	64.7	34.0	1.8
Oued Mansour 2	2569	973.3	975.3	978.3	0.005	7.7	64.4	34.0	1.8
Oued Mansour 2	2519	973.1	975.1	978.1	0.005	7.7	64.1	34.0	1.8

Tab. IV.14 : Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers (suite)

Rivière	Profil	Cote du fond (m)	Cote du plan d'eau (m)	Ligne d'énergie (m)	Pente (m/m)	Vitesse (m/s)	Section mouillée (m^2)	Largeur au miroir (m)	Froude
Oued Mansour 2	2469	972.8	974.8	977.9	0.005	7.7	63.8	34.0	1.8
Oued Mansour 2	2419	972.6	974.6	977.6	0.005	7.8	63.6	34.0	1.8
Oued Mansour 2	2369	972.3	974.3	977.4	0.005	7.8	63.5	34.0	1.8
Oued Mansour 2	2319	972.1	974.0	977.2	0.005	7.8	63.3	34.0	1.8
Oued Mansour 2	2269	971.8	973.8	976.9	0.005	7.8	63.2	34.0	1.8
Oued Mansour 2	2219	971.6	973.5	976.7	0.005	7.8	63.1	33.9	1.8
Oued Mansour 2	2169	971.3	973.3	976.4	0.005	7.8	63.0	33.9	1.8
Oued Mansour 2	2069	970.8	972.8	975.9	0.005	7.9	62.8	33.9	1.9
Oued Mansour 2	2019	970.6	972.5	975.7	0.005	7.9	62.7	33.9	1.9
Oued Mansour 2	1919	970.1	972.0	975.2	0.005	7.9	62.7	33.9	1.9
Oued Mansour 2	1869	969.8	971.8	974.9	0.005	7.9	62.7	33.9	1.9
Oued Mansour 2	1819	969.6	971.5	974.7	0.005	7.9	62.7	33.9	1.9
Oued Mansour 2	1769	969.3	971.3	974.4	0.005	7.9	62.6	33.9	1.9
Oued Mansour 2	1669	968.8	970.8	974.0	0.005	7.9	62.6	33.9	1.9
Oued Mansour 2	1569	968.3	970.3	973.5	0.005	7.9	62.5	33.9	1.9
Oued Mansour 2	1469	967.9	969.9	972.9	0.005	7.7	64.4	34.0	1.8
Oued Mansour 2	1419	967.7	969.7	972.7	0.004	7.6	65.0	34.1	1.8
Oued Mansour 2	1319	967.3	969.4	972.2	0.004	7.5	65.8	34.1	1.7
Oued Mansour 2	1269	967.1	969.2	972.0	0.004	7.5	66.1	34.1	1.7
Oued Mansour 2	1169	966.7	968.8	971.6	0.004	7.4	66.4	34.1	1.7
Oued Mansour 2	1069	966.3	968.4	971.2	0.004	7.4	66.6	34.2	1.7
Oued Mansour 2	1019	966.1	968.2	971.0	0.004	7.4	66.6	34.2	1.7
Oued Mansour 2	921	965.7	967.8	970.6	0.004	7.4	66.7	34.2	1.7
Oued Mansour 2	869	964.9	967.0	969.8	0.004	7.4	67.0	34.2	1.7
Oued Mansour 2	769	964.5	966.6	969.4	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	719	964.3	966.4	969.2	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	669	964.1	966.2	969.0	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	619	963.9	966.0	968.8	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	569	963.7	965.8	968.6	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	519	963.5	965.6	968.4	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	469	963.3	965.4	968.2	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	419	963.1	965.2	968.0	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	369	962.9	965.0	967.8	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	319	962.7	964.8	967.6	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	269	962.5	964.6	967.4	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	219	962.3	964.4	967.2	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	169	962.1	964.2	967.0	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	119	961.9	964.0	966.8	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	69	961.7	963.8	966.6	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7
Oued Mansour 2	19	961.5	963.6	966.4	0.004	7.4	66.8	34.2	1.7

IV.2.2.3 Comparaison entre les deux variantes de conception

- **Comparaison technique :**

Tab. IV.15 : Comparaison technique entre les deux variantes

Critère	Canal en béton armé	Canal en gabions
Résistance mécanique	Très élevée ; adaptée aux fortes sollicitations hydrauliques	Bonne, mais dépend de la qualité des matériaux et du compactage
Durabilité	Excellente durabilité à long terme, même sous climat agressif	Bonne, mais sujette à l'érosion et au déplacement des pierres
Hydraulique	Surface lisse réduisant les pertes de charge ; débit optimisé	Surface rugueuse ; pertes de charge plus élevées ; débit limité
Perméabilité	Imperméable ; maîtrise totale de l'écoulement	Perméable ; permet l'infiltration et réduit la pression latérale
Installation	Exige des coffrages, du matériel spécialisé et du personnel qualifié	Mise en œuvre simple ; adaptable rapidement sur site
Temps de mise en œuvre	Long (séchage du béton requis)	Court ; assemblage rapide sur le terrain
Entretien	Faible entretien nécessaire	Entretien modéré ; repositionnement possible des pierres
Esthétique et intégration paysagère	Aspect industriel, uniforme et rigide	Aspect naturel, mieux intégré au paysage environnant
Flexibilité d'adaptation au terrain	Faible ; nécessite un tracé rigide et stable	Élevée ; peut épouser les formes du terrain
Impact environnemental	Élevé (production de ciment, énergie grise importante)	Réduit (utilisation de matériaux naturels, souvent locaux)

Source : (Chanson, 2004)

- **Comparaison des résultats de la simulation :**

Afin d'évaluer l'efficacité hydraulique des deux variantes proposées, à savoir le canal trapézoïdal en béton armé et celui en gabions, nous avons comparé les résultats issus de la simulation.

Ces résultats mettent en évidence des différences notables en termes de comportement hydraulique, notamment en ce qui concerne le dimensionnement des canaux, les hauteurs d'eau, les vitesses d'écoulement, les sections mouillées, ainsi que le nombre de Froude.

Dans le cas du canal en béton armé, les hauteurs d'eau restent relativement faibles, avec un dimensionnement plus réduit, traduisant une bonne capacité de transit. Cela s'explique par la surface intérieure lisse du canal (n = 0,013), qui minimise les pertes de charge. Les vitesses d'écoulement sont plus élevées, ce qui favorise une évacuation rapide des crues. Le nombre de Froude observé est généralement supérieur à 1, indiquant un régime d'écoulement torrentiel, favorable à la prévention des dépôts solides.

À l'inverse, le canal en gabions présente des hauteurs d'eau et des dimensions légèrement plus importantes pour un même débit, en raison de la rugosité de sa surface intérieure qui accroît la résistance à l'écoulement (n = 0,03). Les vitesses d'écoulement y sont plus faibles, ce qui ralentit l'évacuation des crues et peut entraîner une accumulation importante des eaux en amont de la section, augmentant ainsi les risques d'inondation locale. Le nombre de Froude observé est inférieur ou proche de 1, ce qui indique un régime d'écoulement subcritique, propice à la sédimentation au fond du canal.

Bien que les dimensions de la section aient été augmentées dans le but d'améliorer les performances hydrauliques du canal en gabions, l'objectif, à savoir maintenir une revanche de sécurité de 0,9 mètre, n'a pas pu être atteint. Cette limitation est principalement due à la présence d'habitations proches du lit du cours d'eau, ce qui empêche tout élargissement significatif de la section. Par ailleurs, approfondir excessivement le canal impliquerait une modification importante de la pente longitudinale, susceptible de générer des déséquilibres structurels. Ce problème est accentué par le fait qu'au niveau de l'exutoire du oued, on observe un dénivelé topographique dépassant les 10 mètres, ce qui reflète une contrainte naturelle majeure. Ainsi, la topographie du site s'impose comme un facteur déterminant, limitant les possibilités d'optimisation du tracé hydraulique.

Conclusion

À l'issue de cette étude, il ressort que le canal en béton armé constitue la solution la plus adaptée. Il présente de meilleures performances hydrauliques, avec un contrôle efficace des hauteurs d'eau, une vitesse d'écoulement idéale, et une capacité accrue à évacuer les crues, ce qui contribue à réduire significativement le risque d'inondation.

CHAPITRE V

Organisation de chantier

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à mettre en place les moyens nécessaires pour réaliser les travaux dans les meilleures conditions, en optimisant les coûts et la productivité. Une bonne connaissance du site permet de planifier efficacement l'utilisation des engins, en tenant compte des contraintes d'espace et de temps. Ainsi, une organisation rigoureuse contribue à réduire le coût global de l'ouvrage.

Ces types de constructions posent de grandes difficultés, mais quelle que soit la nature des problèmes rencontrés, il est essentiel de maîtriser précisément l'organisation du chantier.

Pour atteindre ces objectifs, il convient :

- Déterminer avec exactitude les méthodes d'exécution et les procédures permettant de mettre en œuvre les techniques modernes de construction à haut rendement ;
- Répartir et coordonner les tâches en faisant appel à une main-d'œuvre spécialisée ;
- Organiser efficacement les postes de travail fixes afin de favoriser une mécanisation toujours plus poussée ;
- Définir précisément la quantité, la qualification et le coût de la main-d'œuvre nécessaire.

V.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Pour mieux comprendre le déroulement du chantier d'aménagement d'un oued, il convient tout d'abord de présenter les rôles des principaux intervenants dans le processus de construction.

- **Le maître de l'ouvrage :**

C'est la personne physique ou morale pour le compte de qui le projet est réalisé. Il définit les objectifs, fixe le budget, choisit les intervenants et assure le financement. Il prend les décisions essentielles tout au long du chantier, suit son avancement et réceptionne l'ouvrage une fois terminé.

- **Le maître d'œuvre :**

Le maître d'œuvre est chargé de la conception, de la coordination et du suivi technique du projet. Il traduit les besoins du maître de l'ouvrage en solutions réalisables, conçoit les plans, les documents techniques et assure le respect du budget, des délais et de la qualité des travaux. Il veille également à la bonne exécution du chantier en coordonnant les différents intervenants.

- **L'entrepreneur :**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage. Il est chargé de l'exécution des travaux, et parfois de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

La relation contractuelle entre les différents intervenants traditionnels d'un chantier est représentée schématiquement par la figure suivante.

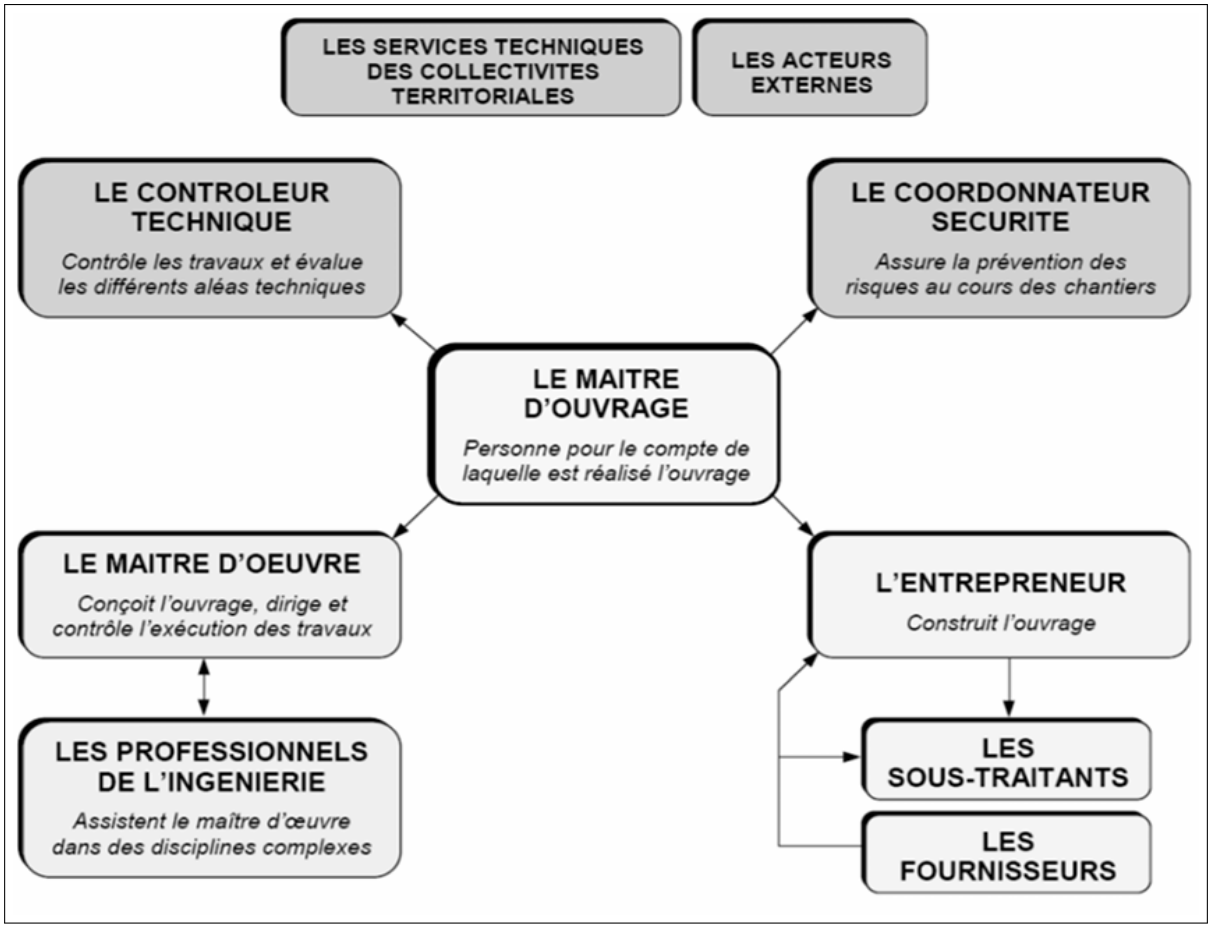


FIG. V.1 : Relation entre les personnes du chantier.

V.2 Installations du chantier

V.2.1 Installations destinées au personnel

Les installations destinées au personnel regroupent les aménagements nécessaires au confort, à la santé et à la sécurité des travailleurs sur le chantier, tels que les bureaux, vestiaires, sanitaires, réfectoires et locaux de repos.

V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

- **Agrégats :**

Les agrégats utilisés pour la fabrication du béton, tels que le sable et le gravier, doivent faire l'objet d'un contrôle rigoureux dès leur réception sur le chantier. Il est essentiel de vérifier leur granulométrie en effectuant des prélèvements d'échantillons, afin de s'assurer qu'ils respectent les caractéristiques techniques exigées pour garantir la qualité

et la résistance du béton.

Les agrégats doivent être stockés séparément, selon une disposition en étoile, afin d'éviter les erreurs de dosage dues aux différences de densité. Leur teneur en eau doit également être vérifiée avant emploi, en raison des variations climatiques pouvant l'altérer.

- **Le ciment et les aciers :**

Le ciment doit être stocké dans un endroit sec et bien aéré afin d'éviter toute prise anticipée due à l'humidité. Il doit être contrôlé à la réception, notamment en vérifiant sa date de fabrication et sa conformité aux normes. Quant aux aciers, ils doivent être entreposés loin de l'eau et de la boue pour prévenir toute corrosion. Un contrôle des diamètres, des longueurs et des propriétés mécaniques est également requis avant leur utilisation.

- **L'eau de gâchage :**

L'eau utilisée pour le gâchage du béton doit répondre aux exigences des normes internationales :

- Matières organiques : 0,1 (g/l) ;
- Matières en suspension : 0,2 (g/l) ;
- Sels dissous : 1,5 (g/l) ;
- Sulfates : 1,0 (g/l) ;
- Acide humique : 0,05 (g/l) ;
- Acide sulfhydrique : 0,05 (g/l) ;
- Chlorures : 0,1 (g/l).

- **Le béton :**

Le béton est un matériau artificiel largement utilisé de nos jours, en particulier dans les travaux publics et les ouvrages en béton. Le béton utilisé devra présenter une résistance à la compression de 28 jours. Il est composé de sable, de gravier, d'un liant hydraulique (tel que le ciment) et d'eau.

- **L'énergie électrique :**

L'alimentation en électricité sera assurée par un groupe électrogène, l'utilisation d'un raccordement au réseau moyenne tension (SONELGAZ) n'étant pas justifiée dans ce cas.

- **L'alimentation en eau potable :**

L'alimentation en eau potable sera garantie par un réservoir de stockage, dimensionné pour couvrir les besoins journaliers du chantier. Ce réservoir sera alimenté régulièrement afin d'assurer une disponibilité continue de l'eau, tant pour les besoins du personnel.

- **L'alimentation en carburant :**

L'approvisionnement sera effectué par des camions-citernes, tandis que le stockage se fera dans des réservoirs enterrés, équipés d'un dispositif de pompage.

V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les réparations majeures ne sont généralement pas effectuées directement sur le chantier. Toutefois, il est essentiel de disposer d'un atelier bien équipé pour assurer l'entretien régulier ainsi que les réparations urgentes des différents équipements.

V.2.4 Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes.

V.3 Les moyens de chantier

V.3.1 Les moyens humains

Sur le plan des ressources humaines, il est impératif de démontrer la mobilisation d'un personnel hautement qualifié, apte à assurer aussi bien les études préalables que l'exécution des travaux, en précisant pour chaque intervenant son intitulé de poste, ses compétences techniques et son expérience professionnelle.

V.3.2 Les moyens matériels

Le matériel prévu pour ce projet comprend les équipements standards couramment utilisés sur les chantiers de travaux publics. Pour chaque engin, il convient de préciser la marque, le type, la puissance, le rendement ainsi que le nombre d'unités mobilisées sur le chantier. Il est également nécessaire de définir leur mode d'intervention en fonction du phasage des travaux.

Les engins couramment utilisés peuvent inclure :

- **Pelleteuses (Excavatrices) :** pour le terrassement du sol et le creusement du canal ;
- **Bulldozers :** pour le nivellement du terrain et la préparation de la plateforme avant le bétonnage ;
- **Camions-bennes :** pour le transport des matériaux excavés, du sable, du gravier et du béton ;
- **Compacteurs vibrants :** pour le compactage des remblais et de la couche de fondation avant le béton ;
- **Camions malaxeurs (centrale à béton mobile) :** pour la production et le transport du béton frais jusqu'au site ;
- **Pompes à béton :** pour acheminer le béton jusqu'aux zones difficiles d'accès dans le canal ;
- **Finisseurs de béton (règles vibrantes, lisseuses) :** pour assurer une bonne mise en place et une finition régulière du béton.

V.4 Estimation du coût de la variante en béton armé

Le devis de la variante en béton armé est déterminé à partir des quantités des terrassements, des volumes de remblai et de déblai calculés par HEC-RAS, et en considérant une épaisseur de 15 cm pour le béton armé. Pour le béton de propreté, on prend une épaisseur de 5 cm.

Tab. V.1 : Devis quantitatif et estimatif de la variante en béton armé

Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	259166	300	77 749 800
Remblai	m^3	2047	200	409 400
Béton de propreté dosé à 150 kg/m^3	m^3	10 439.71	15 000	156 595 651
Béton armé dosé à 350 kg/m^3	m^3	31 319.13	35 000	1 096 169 557
			Total	1 330 924 408
			TVA (19 %)	252 875 638
			Total TTC	**1 583 800 046**

Arrêté le présent devis à la somme de : **Un milliard cinq cent quatre-vingt-trois millions huit cent mille quarante-six dinars algériens.**

V.5 Planification des travaux

Elle vise à rechercher en permanence la manière la plus efficiente d'utiliser les ressources, notamment la main-d'œuvre et les moyens matériels, afin de garantir une exécution optimale des travaux. Elle se traduit notamment par :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

V.5.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification, à savoir :

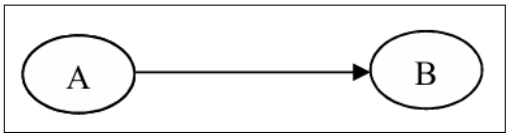
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

V.5.1.1 Méthodes basées sur le réseau

Le réseau constitue une représentation graphique du projet, illustrant les relations entre les différentes opérations. Celles-ci peuvent être successives, simultanées ou convergentes, et sont toutes nécessaires à la réalisation de l'objectif fixé par la planification. On distingue généralement deux types de réseaux :

a. **Réseau à nœuds**

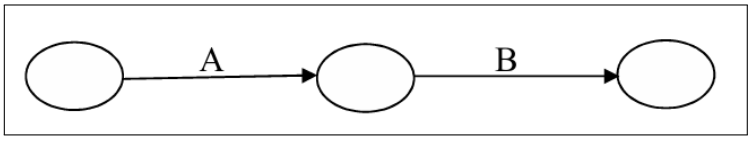
L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

b. **Réseau à flèches**

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



L'opération A précède l'opération B.

V.5.1.2 Méthode de calcul de C.P.M

- **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont donnés à l'aide de la grille qui est constituée de six cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

$DCPP$: date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

$DFPP$: date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

- **Chemin critique (C.C) :**

Il s'agit du chemin déterminant la durée totale du projet (DTP), reliant les opérations dont la marge totale est nulle. Pour identifier ce chemin critique, il convient de vérifier simultanément les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum TR_{cc} = \text{DTP} \end{cases}$$

V.5.2 Délai de construction et programme des travaux

La méthode de planification CPM vise à augmenter le rendement du travail tout en réduisant le temps et les coûts du projet. Pour construire un réseau, il est essentiel de définir clairement les différentes tâches. Le tableau suivant présente ces opérations avec leurs durées.

Tab. V.2 : Durée estimée des opérations principales du projet

Désignation de l'opération	Code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement	B	60
Compactage	C	30
Exécution du lit de béton de propreté	D	30
Exécution du béton armé pour le canal	E	50
Déménagement du chantier	F	15

À partir de notre estimation, la DTP est de 200 jours.

Le diagramme de GANTT est présenté dans la figure suivante :

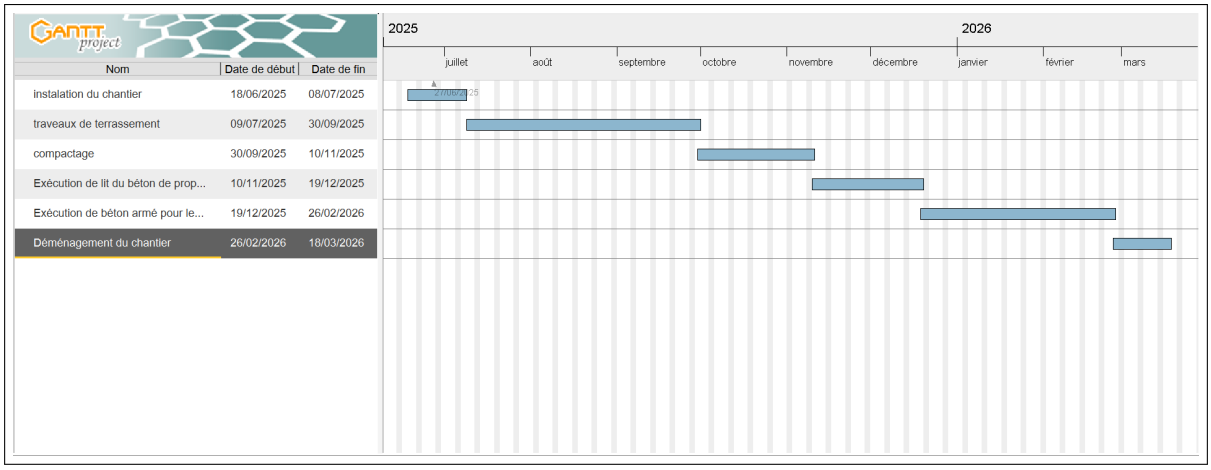


Fig. V.2 : Diagramme de GANTT.

Conclusion

L'organisation du chantier constitue une étape déterminante dans la réussite de tout projet de construction. Elle permet non seulement de planifier efficacement les différentes tâches, mais aussi d'optimiser la mobilisation des ressources humaines et matérielles, tout en assurant le respect des délais et la maîtrise des coûts.

Dans ce chapitre, une planification rigoureuse des opérations a été élaborée, incluant l'établissement du diagramme de Gantt, l'identification des chemins critiques, ainsi que la répartition méthodique des tâches en fonction de leur nature et de leur durée. Le projet a été planifié sur une durée estimative de 200 jours, pour un budget de 1 583 800 046 DA.

Conclusion générale

Les inondations représentent l'un des aléas naturels les plus préoccupants dans les zones à topographie accidentée et à urbanisation progressive, notamment lorsque les aménagements hydrauliques sont insuffisants ou inexistants. Le cas de l'Oued Mansour, traversant la commune d'Aïn Touila, illustre parfaitement cette problématique, en raison de l'intensité des écoulements de crue observés et de leur impact potentiel sur les zones habitées et les infrastructures routières.

L'étude réalisée s'articule principalement autour de trois parties complémentaires. La première partie est consacrée à la compréhension des caractéristiques du bassin versant, à travers l'analyse de ses aspects géographiques, géologiques, climatiques et hydrologiques à l'aide du logiciel ArcGIS, ce qui a permis de définir avec précision les limites du bassin, son relief et ses paramètres morphologiques. Ensuite, un traitement statistique des données hydrologiques a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN, qui comporte des fonctionnalités offrant une large gamme de lois d'ajustement. Les résultats de l'étude hydrologique ont permis d'obtenir un débit de pointe total correspondant à une période de retour de 100 ans, estimé à 493.7 m^3/s.

La deuxième partie repose sur la modélisation hydraulique effectuée à l'aide du logiciel HEC-RAS. Cette simulation a permis de visualiser l'évolution des principaux paramètres hydrauliques, tels que la hauteur d'eau, le débit et les régimes d'écoulement qui caractérisent chaque section du tronçon étudié.

Une fois les zones de débordement localisées, la troisième et dernière partie s'est consacrée à l'identification de la variante d'aménagement hydraulique la plus appropriée, en tenant compte des contraintes du site et des résultats de la simulation. La solution retenue pour atteindre les objectifs de protection contre les inondations consiste en un canal trapézoïdal en béton armé, en raison de son efficacité hydraulique, offrant une

capacité de transit élevée et un champ d'écoulement optimal. Au niveau des traversées routières, la mise en place de dalots dimensionnés de manière appropriée a été proposée. Enfin, une estimation de la durée de réalisation et du coût prévisionnel du projet proposé a été établie.

L'ensemble des étapes nécessaires à la réalisation d'une étude complète d'aménagement hydraulique de l'Oued Mansour a été entrepris de manière méthodique et structurée, dans l'objectif de réduire le risque d'inondation au niveau de la commune d'Aïn Touila.

Bibliographie

AHBARI, A. (2013). *Modélisation pluit-débit et prédiction du comportement hydrologique* [Mémoire de fin d'études]. Faculté des Sciences et Techniques Guéliz.

Bensaid, B., & Remini, M. (2019). Les inondations en Algérie : typologie, causes et stratégies d'atténuation. *Revue des Sciences de l'Eau*, *32*(3), 275-290. https://doi.org/10.7202/1062525ar

Bontron, G., Menez, G., Duband, D., & Gautier, J.-N. (1999). Application de la méthode du gradex à des grands bassins versants cas de la Loire au Bec d'Allier (32 000 km2). *La Houille Blanche*, *85*(6), 29-36.

Chanson, H. (2004). *Hydraulics of open channel flow*. Elsevier.

Degoutte, G., & Fry, J. (2002). Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi= Small dams : guidelines for design, construction and monitoring.

Graf, W. H., Graf, W. H., & Altinakar, M. S. (2000). *Hydraulique fluviale : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple* (T. 16). EPFL Press.

Guiraud, R. (1988). L'hydrogéologie de l'Afrique. *Journal of African Earth Sciences (and the Middle East)*, *7*(3), 519-543. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0899-5362(88)90043-7

Kirpich, Z. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil engineering*, *10*(6), 362.

Lang, M., Arnaud, P., Aubert, Y., Renard, B., Sauquet, E., Kochanek, K., Cipriani, T., Latapie, A., Terrier, B., Paquier, A., et al. (2013). Prédétermination des valeurs extrêmes de pluies et de crues (EXTRAFLO). *Lyon, France : Irstea*.

OMM, O. M. M. (2021). *État du climat en 2021*. Presses de l'OMM.

ORSTOM. (1980). *Hydrologie de surface, Paris. 150 p.*

Roche, M. (1963). *Hydrologie appliquée, Eyrolles. 178 p.* Eyrolles.

TOUAÏBIA, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie, Blida Algérie. 166 pages.

Sitographie

EarthExplorer (consulté le 05 Février 2025).
Disponible sur : https://earthexplorer.usgs.gov/

Climate Engine (consulté le 13 Février 2025).
Disponible sur : https://www.climateengine.org/

NASA POWER (consulté le 16 Février 2025).
Disponible sur :https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/

Climate Engine (consulté le 03 Mars 2025).
Disponible sur :https://code.earthengine.google.com/

Spatial Reference (consulté le 20 avril 2025).
Disponible sur : https://spatialreference.org/

Annexe N° 1

Tableau des valeurs du Khi carré χ^2

α	=0.995	0.99	0.975	0.95	0.90	0.10	0.05	0.025	0.01	0.005
df =1	---	---	0.001	0.004	0.016	2.706	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	0.211	4.605	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	0.584	6.251	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	1.064	7.779	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	1.610	9.236	11.070	12.833	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	2.204	10.645	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	2.833	12.017	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	3.490	13.362	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	4.168	14.684	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	4.865	15.987	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	5.578	17.275	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	6.304	18.549	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	7.042	19.812	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	7.790	21.064	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	8.547	22.307	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	9.312	23.542	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	10.085	24.769	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	10.865	25.989	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	11.651	27.204	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	12.443	28.412	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	13.240	29.615	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	14.041	30.813	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	14.848	32.007	35.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	15.659	33.196	36.415	39.364	42.980	45.559
25	10.520	11.524	13.120	14.611	16.473	34.382	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	17.292	35.563	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	18.114	36.741	40.113	43.195	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	18.939	37.916	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	19.768	39.087	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	20.599	40.256	43.773	46.979	50.892	53.672
40	20.707	22.164	24.433	26.509	29.051	51.805	55.758	59.342	63.691	66.766
50	27.991	29.707	32.357	34.764	37.689	63.167	67.505	71.420	76.154	79.490
60	35.534	37.485	40.482	43.188	46.459	74.397	79.082	83.298	88.379	91.952
70	43.275	45.442	48.758	51.739	55.329	85.527	90.531	95.023	100.425	104.215