الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵡⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵉⵣⵔⴼⵜ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Etude d'aménagement de Oued El Miyet pour la protection de la ville de Adjlana contre les inondations (w.Médéa)

Présenté par :
BENKACIMI Abderrahman Belaid

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A. ZEROUAL	**Professeur**	Président
M.D. BENSALAH	**M.C.B**	Examinateur
D.E. BOURI	**M.C.A**	Examinateur
S. TOUMI	**M.C.B**	Promoteur

Session Septembre 2025

Dédicace

Du fond du cœur, j'adresse ce modeste travail en témoignage d'amour, de respect et de profonde reconnaissance :

À mes parents bien-aimés,
Mourad et Karima, pour leur soutien constant, leur patience et les sacrifices consentis tout au long de mes études.
Je vous dois tout ce que je suis aujourd'hui et tout ce que je deviendrai demain.
Je m'engage à rester toujours digne de votre fierté.
Que Dieu le Tout-Puissant vous accorde santé, bonheur et vous protège à jamais.

À mes amis,
Fares, Nouredine, Abderrezak, Riyane, Cherif, Mohamed, Riadh et Ayoub, pour leur amitié sincère et leur soutien constant.

À mes tantes et oncles,

Pour leur affection, leurs encouragements et leur présence réconfortante à chaque étape de ma vie.

À ma grande famille,
BENKACIMI et OULD LARBI, avec gratitude pour leur soutien.

À la mémoire de mon grand-père paternel et de ma grand-mère maternelle,
dont le souvenir restera gravé dans mon cœur et continuera de m'inspirer chaque jour.

J'exprime ma plus profonde gratitude à toutes celles et ceux qui, par leur soutien, leurs conseils et leurs encouragements, ont marqué mon parcours. Leur présence et leur aide ont été précieuses et resteront gravées dans ma mémoire avec une reconnaissance éternelle.

Remerciement

Au terme de ce travail, aboutissement de plusieurs années d'efforts, je rends tout d'abord grâce à Dieu, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la persévérance et l'entourage bienveillant nécessaires à la réalisation de ce modeste mémoire.

J'exprime toute ma gratitude à mon encadrant, Mr. ***TOUMI Samir,*** *pour son accompagnement constant, ses précieux conseils et ses remarques constructives qui ont grandement contribué à l'enrichissement et à l'aboutissement de ce travail.*

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers les ingénieurs et professionnels ayant contribué à ce projet, et tout particulièrement Mme. ***ZEROUALI Zineb****, ingénieur en hydraulique à BET SARL Aqua-Engineering, dont l'assistance précieuse et les conseils avisés ont grandement enrichi ce travail.*

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury, pour le temps qu'ils ont consacré à l'évaluation de ce mémoire et pour la richesse de leur expertise, qui constitue pour moi une source d'inspiration et de motivation.

*Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance envers l'ensemble du corps professoral et du personnel de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH)****,*** *dont l'engagement dans la formation et le savoir a marqué de façon significative mon parcours académique.*

Enfin, je souhaite adresser un mot à moi-même : ce travail a été jalonné d'obstacles et d'épreuves, mais il m'a permis de découvrir une force intérieure insoupçonnée et une résilience qui m'accompagneront dans mes projets futurs. Chaque difficulté surmontée a contribué à forger ma personnalité et à renforcer ma confiance en l'avenir.

À toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à cette réussite, je vous exprime ma sincère et profonde reconnaissance.

ملخص

تتناول هذه الدراسة تقييم خطر الفيضانات على مستوى وادي عجلانة (ولاية المدية) واقتراح حلول هندسية مناسبة. وقد أتاح التحليل الهيدرولوجي والهيدروليكي، باستخدام برنامج HEC-RAS وأدوات نظم المعلومات الجغرافية (SIG)، تحديد تدفق الفيضان المئوي، ورسم المناطق المهددة بالفيضانات وتحديد القطاعات الأكثر عرضة للخطر. وقد تمت دراسة ثلاث بدائل: قناة شبه منحرفة من الخرسانة المسلحة، قناة شبه منحرفة من الجابيون، وسد ذو مفيض، إلى جانب قنوات غير مبطنة وأظهرت النتائج أن الحل القائم على الخرسانة المسلحة يمثل الخيار الأكثر استدامة وفعالية لحماية المنطقة من الفيضانات والتآكل.

الكلمات المفتاحية :فيضانات؛ حوض التصريف؛ وادي عجلانة؛ التهيئة الهيدروليكية

Résume

Cette étude porte sur l'évaluation du risque d'inondation de l'Oued Adjlana (wilaya de Médéa) et la proposition de solutions d'aménagement adaptées. L'analyse hydrologique et hydraulique, réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS et des outils SIG, a permis de définir le débit centennal, de délimiter les zones inondables et d'identifier les secteurs vulnérables. Trois variantes ont été étudiées : un canal trapézoïdal en béton armé, un canal trapézoïdal en gabion et un barrage déversoir, complétés par des canaux non revêtus. L'évaluation a montré que la solution en béton armé constitue l'aménagement le plus durable et le plus efficace pour protéger la zone contre les crues et l'érosion.

Mots-clés : Inondation ; bassin versant ; Oued Adjlana ; Aménagement hydraulique

Abstract

The present study focuses on the assessment of flood risk for the Adjlana river (Médéa Wilaya) and the proposal of suitable hydraulic management solutions. Hydrological and hydraulic analyses were conducted using HEC-RAS software and GIS tools. These analyses enabled the determination of the centennial flood discharge, the delineation of flood-prone areas, and the identification of vulnerable sectors. Three alternatives were studied: a reinforced concrete trapezoidal canal, a gabion trapezoidal canal, and a spillway dam, complemented by unlined channels. The evaluation demonstrated that the reinforced concrete solution is the most durable and effective for protecting the area against floods and erosion.

Keywords: Flood; Watershed; Adjlana river; Hydraulic design

SOMMAIRE

Introduction générale ……18

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Introduction 22

I.1 Définition 22

I.1.1 Inondation 22

I.1.2 Crue 22

I.1.3 Éléments descriptifs d'une crue 22

I.1.4 Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe 23

I.2 Mécanismes de l'inondation 24

I.3 Type d'inondations 24

I.3.1 Les inondations par crues torrentielles 24

I.3.2 Les inondations par débordement directe (débordement des plaines) 25

I.3.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée 25

I.3.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique 25

I.3.5 Les inondations par submersion marine 26

I.4 Les causes et origines des inondations 26

I.5 Conséquences engendrées par les inondations 26

I.6 Les inondations en Algérie 27

I.6.1 Causes et types de crues catastrophiques en Algérie 28

I.6.2 Historique des inondations catastrophiques en Algérie 29

I.7 Procède de protection des agglomérations contre les inondations 30

Conclusion 31

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Introduction 33

Présentation de situ 33

II.1 Situation géographique 33

II.2 Cadre climatique 34
II.2.1 Données de base et références 34
II.2.2 Précipitations 35
II.2.3 Température 36
II.2.4 Vent 37
II.2.5 Évaporations 38
II.3 Aperçu géologique de la zone 39
II.4 Situation Démographique à l'horizon d'étude 40
II.5 Activité sismique 42
Conclusion 42

Chapitre III : Étude hydrologique

Introduction 44
III.1 Présentation de matériel et méthode 44
III.2 Domaine d'application 45
III.3 Méthode de huit directions 46
III.4 Bassin versant 47
III.4.1 Caractéristiques principales du bassin versant 47
III.4.2 Les caractéristiques géographiques 48
III.4.3 Les caractéristiques morphologiques 48
III.4.4 Les caractéristiques géométriques 50
III.4.5 Caractéristique hydrographique 53
III.4.6 Indice de pente 57
III.4.7 Étude de réseau hydrographique 64
III.5 Étude des crues 74
III.5.1 Présentation de la station hydrométrique dans la zone d'étude 74
III.5.2 Ajustement de la série des débits et pluies maximales journalières 76
III.5.3 Choix de la Loi d'ajustement 82

III.5.4 Pluie De Courte Durée 83
III.5.5 Estimation des débits maximums fréquentiels 86
III.5.6 Hydrogramme de crue 106
Conclusion 111

Chapitre IV : Étude des écoulements dans les cours d'eau avant l'aménagement

Introduction 114
IV.1 Généralités 114
IV.2 Les caractéristiques des canaux 115
IV.2.1 Les paramètres Hydrauliques 115
IV.2.2 Paramètres géométriques 117
IV.2.3 Type de canaux 119
IV.2.4 Dimensionnement des canaux 121
IV.3 Types d'écoulements 123
IV.3.1 Variation dans le temps 123
IV.3.2 Variation dans l'espace 124
IV.4 Régimes d'écoulement 124
IV.4.1 Régimes combinés selon Froude et Reynolds 125
IV.5 Diagnostique et simulation du cours d'eau non aménagé 126
IV.5.1 État de l'oued dans la zone d'étude 126
IV.5.2 Choix du type de modèle hydraulique 130
IV.5.3 Présentation du logiciel HEC-RAS 131
IV.6 Étapes de simulation par HEC-RAS sur Oued El Miyet 132
IV.6.1 Données nécessaires pour l'application du modèle HEC-RAS 132
IV.6.2 Données géométriques 133
IV.6.3 Construction du TIN (Triangulated Irregular Network) 133
IV.6.4 Données hydrométriques et conditions aux limites 137
IV.6.5 Résultats de la simulation 139

IV.7 La cartographie du risque de l'inondation 147
IV.7.1 Carte des profondeurs 148
IV.7.2 Cartes des vitesses 149
IV.7.3 Cartes d'alea 150
Conclusion 152

Chapitre V : Étude des variantes d'aménagement

Introduction 154
V.1 Principe d'aménagement 154
V.1.1 La protection contre les crues 154
V.1.2 Protection contre l'érosion 155
V.1.3 Calcul hydraulique des canaux 157
V.1.4 Choix des paramètres de dimensionnement 158
V.2 Étude de variantes 160
V.2.1 Première variante 161
V.2.2 Deuxième variante 168
V.2.3 Troisième variante 175
V.2.4 Choix de la variante d'aménagement 180
Conclusion 181

Chapitre VI : Etude génie civil de la variante retenue

Introduction 183
VI.1 Action et sollicitation 184
VI.1.1 Action 184
VI.1.2 Sollicitation : 185
VI.2 Propriétés des matériaux utilisées : 185
VI.2.1 Le béton : 185
VI.2.2 Le retrait : 185
VI.2.3 Le fluage : 186

VI.2.4 Les armatures : 186
VI.2.5 Exigences de calcul : 186
VI.2.6 Les voiles : 188
VI.3 Dimensionnement des voiles et des dalles pleines : 189
VI.3.1 Vérification des résistances « Recommandation RPA99 » : 189
VI.4 Etude de stabilité de canal : 190
VI.4.1 Détermination des efforts : 191
VI.4.2 Le calcul des charges agissant sur le canal : 192
VI.4.3 Calcul des moments : 193
VI.4.4 Vérification de la stabilité au renversement : 194
VI.4.5 Vérification de la stabilité au glissement : 195
VI.4.6 Vérification de la stabilité au poinçonnement : 196
VI.5 Le ferraillage du notre canal : 197
VI.5.1 Le ferraillage de voile : 197
VI.6 L'étude du DALOT 199
Conclusion 203

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction 205
VII.1 Généralités 205
VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants 205
VII.1.2 Devis quantitatif et estimatif du projet 207
VII.1.3 Installations du chantier 208
VII.1.4 Moyens du chantier 209
VII.1.5 Planification 210
Conclusion 217
Conclusion générale ……218

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Figure I-1: Eléments descriptif d'une crue 23
Figure I-2: Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle (Ledoux. B, 2006) ... 25

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II-1: Situation de la commune Ksar El Boukhari (zone d'étude Adjlana) 34
Figure II-2: Distribution des pluies moyennes mensuelles de la station Ksar El Boukhari 36
Figure II-3: Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 37
Figure II-4: Vitesse de vent mensuel moyen sur la période 1994-2012 38
Figure II-5: Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 39
Figure II-6: Les zones sismiques d'Algérie RPA 2024 42

Chapitre III : Étude hydrologique

Figure III-1: Composant d'un SIG (Longley et al., 2015) 45
Figure III-2: l'information Z (hauteur de terrain) pour chaque pixel (Wilson, J.P., Gallant, J.C. ,2000) 46
Figure III-3: les huit directions d'une goutte d'eau (Jensen et Domingue,1988) 47
Figure III-4: Bassin versant d'Adjlana 49
Figure III-5: Différents types des bassins versant selon le coefficient de gravelius KG (ANN Vannak, Février 2008) 51
Figure III-6: Carte hypsométrique de bassin versant d'Adjlana 55
Figure III-7: courbe hypsométrique du bassin versant d'Adjlana 56
Figure III-8: Carte des pentes du bassin versant d'Adjlana 58
Figure III-9: Carte des courbes de niveau du bassin versant d'Adjlana 59
Figure III-10: Réseau hydrographique du bassin versant d'Adjlana 65
Figure III-11: Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel 78
Figure III-12: Graphique d'ajustement à la loi de GATLON 80
Figure III-13: Comparaison entre les Lois ajustement utilisées 81
Figure III-14: Pluies de courtes durées pour des différentes périodes de retour 85
Figure III-15: Intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour 85
Figure III-16: Carte d'occupation du sol du bassin versant d'Adjlana 94
Figure III-17: Fonctions et utilités des modèles hydrologiques (P. Hubert & J. Cunge,1982) 96

Figure III-18: Structure de modèles (pluie – débit) (USACE-HEC, 2010) 97
Figure III-19: Exemple Fonctions de production SCS (USACE-HEC, 2010) 98
Figure III-20: hydrogramme de crue de 5ans 100
Figure III-21: hydrogramme de crue de 10ans 101
Figure III-22: hydrogramme de crue de 20ans 102
Figure III-23: hydrogramme de crue de 50ans 103
Figure III-24: hydrogramme de crue de 100ans 104
Figure III-25: Hydrogramme de crue 111

Chapitre IV : Étude des écoulements dans les cours d'eau avant l'aménagement

Figure IV-1: Représentation schématique de la pente 116
Figure IV-2: Représentation schématique de la hauteur normale dans un canal 117
Figure IV-3: Représentation schématique de la largeur au miroir dans un canal 117
Figure IV-4: Représentation schématique du périmètre mouillé dans un canal rectangulaire 118
Figure IV-5: Représentation schématique de la surface mouillée dans un canal rectangulaire 118
Figure IV-6: Représentation schématique d'un canal naturel 120
Figure IV-7: Types des Canaux Artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb,2016) 120
Figure IV-8: Diagramme représente l'Ecoulement permanent (M. HASSANE, 2009/2010) 123
Figure IV-9: Diagramme représente l'Ecoulement non permanent (M. HASSANE, 2009/2010) 123
Figure IV-10: Diagramme représentant les divers types d'écoulements (M. HASSANE, 2009/2010) 124
Figure IV-11: Diagramme montrant les différents types de régimes d'écoulement (M. HASSANE, 2009/2010) 126
Figure IV-12: Réseau hydrographique du Adjlana 126
Figure IV-13: Obstruction du Dalot du RW19 par la sédimentation et les Boues 127
Figure IV-14: Le canal est obstrué par des dépôts de terre érodée 128
Figure IV-15: Modification du sens d'écoulement due à une clôture sur propriété privée 129
Figure IV-16: Interface utilisateur du logiciel HEC-RAS (6.4.1). 131
Figure IV-17: TIN (réseau irrégulier triangule) de la zone d'étude Adjlana 134

Figure IV-18: Insertion le fichier de projection 135
Figure IV-19: Insertion les données du terrain 135
Figure IV-20: Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued 136
Figure IV-21: Insertion des valeurs de Manning (terrain naturel) 137
Figure IV-22: Insertion les données hydrauliques 138
Figure IV-23: Définition des conditions aux limites 138
Figure IV-24: Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale ... 139
Figure IV-25: Vue en Plan en 3D 140
Figure IV-26: Courbe de tarage du tronçon modélisé d'oued Adjlana 141
Figure IV-27: profil en travers de la section 1270 141
Figure IV-28: profil en travers de la section 951 142
Figure IV-29: profil en travers de la section 648 142
Figure IV-30: profil en travers de la section 400 143
Figure IV-31: profil en travers de la section 276 143
Figure IV-32: variation de la vitesse en fonction de la distance 144
Figure IV-33: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance 144
Figure IV-34: carte des profondeurs d'eau pour une crue centennale 149
Figure IV-35: carte des vitesses d'eau pour une crue centennale 150
Figure IV-36: Carte de l'aléa pour la crue centennale 151

Chapitre V : Étude des variantes d'aménagement

Figure V-1: Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000) ... 158
Figure V-2: Nouveau tracé proposé de l'oued Adjlana 160
Figure V-3: Dimensions des canaux avec flow master 162
Figure V-4: Dalot sur HEC-RAS 163
Figure V-5: Profil en long du cours d'eau après l'aménagement 164
Figure V-6: Vue en plan en 3D de l'oued après l'aménagement 164
Figure V-7: Profils en travers de l'oued après l'aménagement 165
Figure V-8: Carte des profondeurs après l'aménagement 167
Figure V-9 : le profil en long du cours d'eau après aménagement 172
Figure V-10: Vue en plan en 3D de l'oued après l'aménagement 172
Figure V-11: Profils en travers de l'oued après l'aménagement 173
Figure V-12 : Schéma explicative du barrage déversoir 175
Figure V-13: vue satellitaire du site de l'emplacement du barrage (google earth) 176

Figure V-14: Courbe de laminage de crue (DDT,2012)..... 177
Figure V-15: Carte du relief ombré avec courbes de niveau indiquant la zone supposée de barrage (Global mapper) 179

Chapitre VI : Etude génie civil de la variante retenue

Figure VI-1: schéma statique d'un canal trapézoïdal 191
Figure VI-2: schéma des caractéristiques géométriques du canal trapézoïdale 191
Figure VI-3: schéma des forces à l'encastremant..... 197
Figure VI-4: Vue 3D après l'analyse ROBOT de dalot 1 200

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1: Interactions entre les acteurs du chantier (Ghomari, 2013). 207
Figure VII-2: Schéma représentatif de la méthode de PERT 213
Figure VII-3: Réseau de planification des taches par la méthode CPM..... 215
Figure VII-4: Diagramme de GANTT..... 216

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Tableau I-1:Conséquences des inondations 27
Tableau I-2: Historique des inondations catastrophiques en Algérie 29

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II-1: Caractéristique géographique de la station pluviométrique Ksar El Boukhari 35
Tableau II-2: Répartition mensuelle de la pluviométrie 35
Tableau II-3: Évaporations mensuelles sur la période 1994-2013 37
Tableau II-4: Les moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-201438
Tableau II-5: Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 39
Tableau II-6: Population de la zone d'étude Ksar El Boukhari 40

Chapitre III : Étude hydrologique

Tableau III-1: Les paramètres hydro morpho métriques du bassin versant d'Adjlana..... 53
Tableau III-2: Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Adjlana 55
Tableau III-3: caractéristiques altimétriques du bassin versant d'Adjlana 57
Tableau III-4: Pente moyenne du bassin versant d'Adjlana 60
Tableau III-5: Classification O.R.S.T.O.M du relief à partir l'indice de pente global..... 62
Tableau III-6: Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M..... 63
Tableau III-7: Résultats des calculs des pentes et du dénivelé spécifique du bassin versant d'Adjlana 64
Tableau III-8: Résultats du calcule de temps de concentration 70
Tableau III-9: Résultats du calcule de méthodes adoptées de temps de concentration 70
Tableau III-10: Résultat paramètres hydrographiques d'oued Adjlana 72
Tableau III-11: Géomorphologie du bassin versant d'Oued Adjlana..... 73
Tableau III-12: Caractéristique géographique de la station pluviométrique Ksar El Boukhari 75
Tableau III-13: La série pluviométrique station Ksar El Boukhari 75
Tableau III-14: Modèles fréquentiels et conditions d'application..... 76
Tableau III-15: Les paramètres statistiques de la série..... 77
Tableau III-16: Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel 78
Tableau III-17: comparaison entre la loi de GUMBEL et l'échantillon 79

Tableau III-18: Résultats d'ajustement par la loi de Log Normal..... 80
Tableau III-19: Comparaison entre la loi de Log Normal et l'échantillon..... 81
Tableau III-20: Résultats du test de $\chi 2$ 83
Tableau III-21: Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour 84
Tableau III-22: Intensité de pluies pour une durée égale à Tc 88
Tableau III-23: les valeurs de coefficient de ruissellement 88
Tableau III-24: Pluie durant le temps de concentration Tc 89
Tableau III-25: Débits maximums pour les trois formules..... 90
Tableau III-26: Classification des sols selon NRCS 93
Tableau III-27: CN selon le Type d'occupation de sol 94
Tableau III-28: Calcule de CN pondéré 95
Tableau III-29: résultats d'occupation de sols..... 95
Tableau III-30: les composant de modèle..... 98
Tableau III-31: Résultats de simulation pour la période de retour 5ans..... 99
Tableau III-32: Résultats de simulation pour la période de retour 10ans..... 100
Tableau III-33: Résultats de simulation pour la période de retour 20ans..... 101
Tableau III-34: Résultats de simulation pour la période de retour 50ans..... 102
Tableau III-35: Résultats de simulation pour la période de retour 100ans..... 103
Tableau III-36: Résultats des débits calculés par la méthode SCS en m3/s 104
Tableau III-37: Résultats d'estimation des débits maximums 105
Tableau III-38: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ) 107
Tableau III-39: Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue 107
Tableau III-40: Débits centennaux en fonction du temps pour la zone d'étude. 108

Chapitre IV : Étude des écoulements dans les cours d'eau avant l'aménagement

Tableau IV-1: La valeur de la rugosité (n) 116
Tableau IV-2: Classification des écoulements combinés 125
Tableau IV-3: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations..... 145
Tableau IV-4: Critères d'évaluation de l'intensité d'aléa inondation (DDT,2012) 150

Chapitre V : Étude des variantes d'aménagement

Tableau V-1: Valeurs du coefficient de rugosité (Chen et Cotton, 1986)..... 159
Tableau V-2: La Revanche utilisée en fonction du débit (Degoutte,2012)..... 159
Tableau V-3: Les intervalles des vitesses pour éviter l'érosion du lit. 159

Tableau V-4: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés 161
Tableau V-5: Dimensions géométriques des ouvrages de traversée 163
Tableau V-6: Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers 166
Tableau V-7: Devis total pour la variante du canal trapézoïdal en béton armé 167
Tableau V-8: Caractéristiques géométriques des gabions et matelas Reno 169
Tableau V-9: les différentes tailles des roches pour le Matelas Reno et le Gabion 169
Tableau V-10: Résultats des calculs des paramètres pour le canal de Gabion 170
Tableau V-11: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés 171
Tableau V-12: Dimensions géométriques des ouvrages de traversée 171
Tableau V-13: Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers 174
Tableau V-14: Devis de la variante canal en gabion 175
Tableau V-15: résume les principaux avantages, inconvénients et la faisabilité de chaque variante 181

Chapitre VI : Etude génie civil de la variante retenue

Tableau VI-1 : Les paramètres géométriques du canal 192
Tableau VI-2: Les valeurs des charges agissant sur le canal 193
Tableau VI-3: Les valeurs des moments calculés 194
Tableau VI-4: Résumé des dimensions adoptées pour les éléments du dalot 200
Tableau VI-5 : Hypothèses de chargement 201
Tableau VI-6 : Réactions Repère global 201
Tableau VI-7: Déplacements 201
Tableau VI-8: tableau ferraillage des voiles 202
Tableau VI-9: tableau ferraillage de tablier 202
Tableau VI-10: tableau ferraillage de radier 202

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1: Devis de la variante retenue totale 207
Tableau VII-2: Pourcentage maximum des substances nuisibles dans les granulats 208
Tableau VII-3 : Durée estimée des opérations principales du projet 214

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 01 : Plan de leve Adjlana Oued El Miyet

Planche N° 02 : Tracé en plan d'aménagement d'Oued Adjlana

Planche N° 03 : Profil en long de l'aménagement de l'Oued Adjlana

Planche N° 04 : Profil en travers de l'aménagement de l'Oued Adjlana

LISTE DES ABRÉVIATIONS

DHW : Direction de l'Hydraulique de Wilaya

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

USACE-HEC : *U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center*

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques

BV : Bassin Versant

DRE : Direction des Ressources en Eau

Energie grade line : Ligne d'énergie

HEC-HMS : Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System

HEC-RAS : Hydrologic Engineering Center – River Analysis System

MNT : Modèle Numérique de Terrain

NGA : Nivellement Général de l'Algérie

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

ONM : Office National de la Météorologie

RW : Route de Wilaya

RN : Route Nationale

Introduction générale

L'eau, une ressource à double tranchant, peut être à la fois bénéfique et problématique, donnant lieu à des situations paradoxales telles que la pénurie d'un côté et les inondations de l'autre. Les inondations représentent un danger majeur à l'échelle nationale et mondiale, figurant en tête des catastrophes naturelles. Chaque année, elles entraînent la perte tragique d'environ 500 000 vies humaines, détruisent des centres urbains et des communautés, favorisent la propagation de maladies graves, et figent toute activité économique et sociale contribuant au progrès.

De nombreuses régions du pays sont constamment menacées par ces événements hydrologiques dévastateurs. Pour les pays en développement, les conséquences en termes de vies humaines et de dégâts matériels sont souvent accablantes.

Les risques d'inondations sont le résultat d'une interaction complexe entre divers facteurs, incluant la topographie, la géologie, l'hydrologie et la météorologie. Elles ne sont pas uniquement provoquées par des événements exceptionnels, mais peuvent aussi découler de conditions météorologiques ordinaires, amplifiées par d'autres paramètres tels que l'urbanisation incontrôlée, l'aménagement des territoires et le manque d'entretien des cours d'eau.

Les statistiques provenant d'études menées sur les zones inondées au sein du pays montrent que les vastes bassins versants algériens, comprenant des terres agricoles, des plaines et des zones urbaines, sont régulièrement touchés par des crues des oueds.

L'objectif principal de ce travail est de protéger le projet de la Ville Nouvelle contre les inondations et de planifier l'aménagement intégré des sous-bassins versants à l'origine de ces crues.

Le présent travail a pour objectif le dimensionnement d’un ouvrage de protection de la zone de Adjlana, contre les crues d’oued El Miyet, traversant le village, vise également à protéger le village de Adjlana, située au sud du chef-lieu de la wilaya de Médéa, contre l’érosion de Oued El Miyet. Le présent mémoire est structuré en sept chapitres :

- **Chapitre 01 :** Ce chapitre introduit les concepts fondamentaux liés à l’aléa, la vulnérabilité et le risque d’inondation, afin de mieux comprendre le mécanisme de formation des crues et de poser les bases de leur modélisation et de leur cartographie.

- **Chapitre 02 :** Il est consacré à la présentation de la zone d'étude, en l'occurrence l'oued Adjlana situé dans la wilaya de Médéa, à travers ses principales caractéristiques géographiques, géologiques et climatiques.
- **Chapitre 03 :** Ce chapitre décrit les caractéristiques morphologiques et géomorphologiques du bassin versant en s'appuyant sur des outils SIG tels que **QGIS,** Global Mapper et Google Earth, qui permettent l'analyse et la visualisation des données spatiales et topographiques. Une étude hydrologique est ensuite réalisée à l'aide du logiciel HYFRAN afin d'évaluer les débits de crue pour différentes périodes de retour.
- **Chapitre 04 :** Il traite de l'analyse hydraulique de l'état actuel de l'oued, en simulant son comportement naturel (sans aménagement) au moyen du logiciel HEC-RAS et de l'outil RAS Mapper, ce qui permet de cartographier les profondeurs d'eau et de délimiter les zones exposées au risque d'inondation.
- **Chapitre 05 :** Ce chapitre se consacre au dimensionnement hydraulique des sections d'écoulement et à la proposition de différentes variantes d'aménagement en vue d'identifier la solution la plus adaptée.
- **Chapitre 06 :** Il est dédié à l'étude de génie civil de la variante retenue, en incluant les aspects techniques, structurels et de stabilité de l'ouvrage projeté.
- **Chapitre 07 :** Enfin, ce chapitre aborde l'organisation du chantier, à travers la planification des tâches, l'estimation des coûts et la durée de réalisation du projet d'aménagement.

Chapitre I :

Généralité sur les inondations

Introduction

Une inondation est un fléau naturel qui affecte plusieurs pays du monde. Elle est due à de nombreux facteurs et aggravée par d'autre dont l'activité de l'homme qui fait souvent parti de l'un de ces facteurs. Les dégâts engendrés par cette catastrophe, qu'ils soient humains ou matériels sont généralement de statistiques lourdes.

I.1 Définition

I.1.1 Inondation

Une inondation est une submersion temporaire d'une zone habituellement sèche, par des eaux douces (fortes pluies, débordements de rivières, etc.) ou salées (submersion marine, tsunami, etc.). Elle peut être un phénomène régulier ou catastrophique et peut se produire lentement ou très rapidement selon les conditions topographiques et météorologiques de la zone affectée. L'inondation est issue de nombreux facteurs dont le plus répandu dans le monde est les crues.

I.1.2 Crue

Une crue est une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. Elle est caractérisée par quatre paramètres :

- Le débit.
- La hauteur d'eau.
- La vitesse d'écoulement.
- La durée.

I.1.3 Éléments descriptifs d'une crue

Une crue est décrite par quatre éléments qui sont :

- **Temps de concentration :** durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- **Pointe de crue :** puissance de la crue et durée de la période critique.
- **Courbe de tarissement :** retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- **Fréquence de retour :** une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

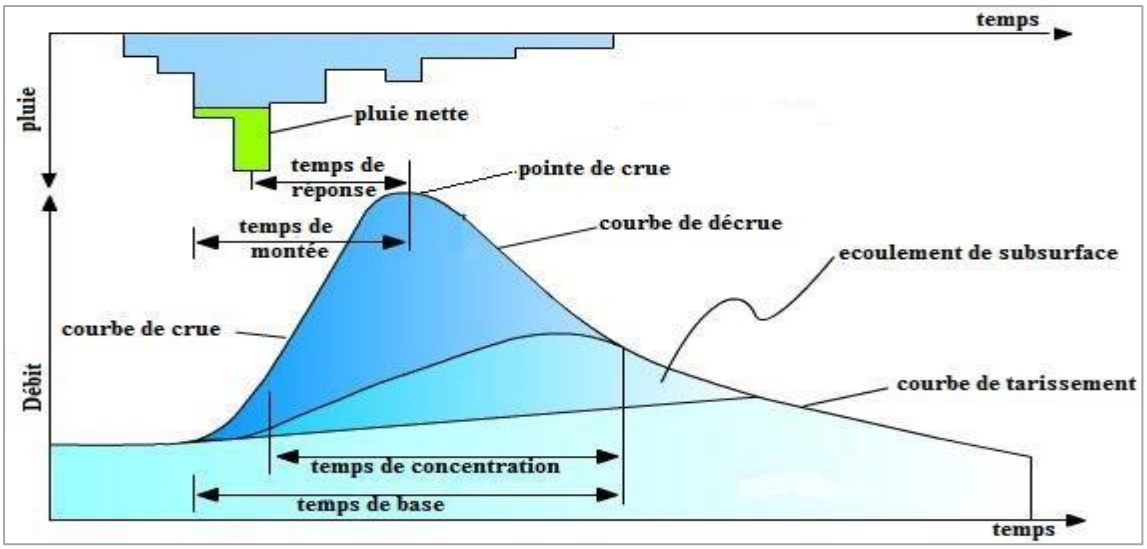


Figure I.1: Eléments descriptif d'une crue

I.1.4 Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe

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

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres autres que les quatre précédemment cités, exemple : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement, etc.

Les dégâts occasionnés par les inondations dépendent des paramètres suivants :

- La hauteur de submersion.
- La durée de submersion.
- Les vitesses d'écoulement.
- Le volume de matériaux solide transportés.
- L'érosion des berges.

I.2 Mécanismes de l'inondation

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont :

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

Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :

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

I.3 Type d'inondations

Il existe au moins cinq types d'inondations :

I.3.1 Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents issues d'épisodes pluvieux d'une importante intensité. Le ruissellement de ces eaux charrie une grande quantité de matériaux solides (sédiments, bois morts, etc.) qui font, en quelque sections, colmater le lit du cours d'eau et former des obstacles appelés embâcles. En cédant, ces embâcles libèrent brutalement l'eau qu'ils ont retenue. En conséquence à cela des dégâts très importants sont engendrés.

On parle de crues torrentielles, lorsque le temps de concentration d'un bassin est inférieur à 12h.

Elles touchent, généralement, les bassins de montagnes et les régions méditerranéennes mais aussi de petits bassins au relief accentué et à forte capacité de ruissellement peuvent être concernés

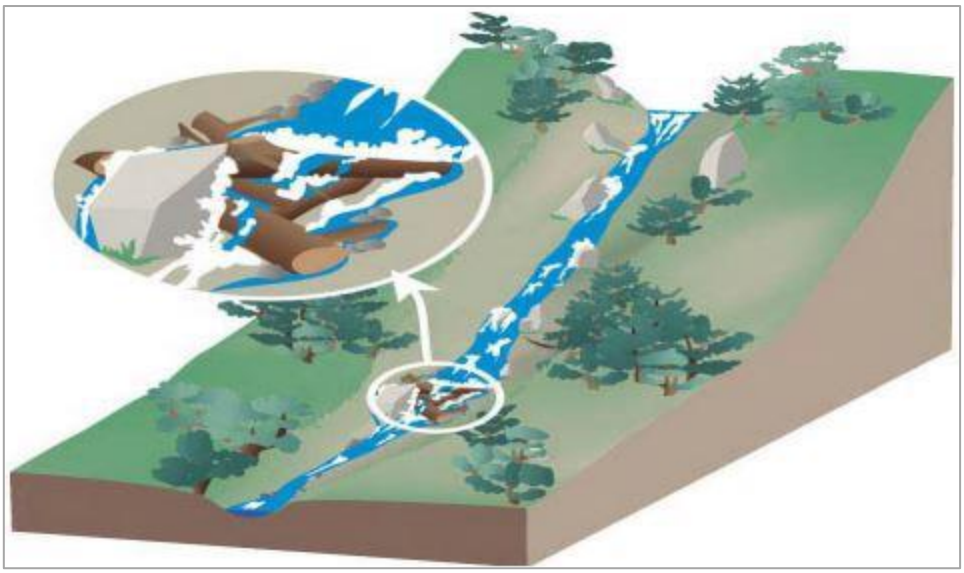


Figure I.2: Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle (Ledoux. B, 2006)

I.3.2 Les inondations par débordement directe (débordement des plaines)

Les inondations de plaine résultent d'épisodes pluviaux de longue durée et d'intensité modérée. Le sol recevant ces pluies est caractérisé par une faible capacité de ruissellement (lent à déclencher). Par accumulation d'eau, dépassant sa capacité, le cours d'eau déborde, l'écoulement sort du lit mineur pour occuper les terres avoisinantes.

I.3.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée

Ce type d'inondation est provoqué suite à des pluies exceptionnelles ou d'orages violents s'abattant sur un sol de capacité d'infiltration et de drainage insuffisantes. Cette insuffisance est due essentiellement à deux facteurs :

- Soit, l'intensité des pluies est supérieure à la perméabilité du sol.
- Ou bien, le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe.

I.3.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique

L'inondation causée par la destruction d'un ouvrage est un phénomène brutal et extrêmement dangereux. En effet, cette rupture provoque la libération d'une énorme quantité d'eau munit d'une force dévastatrice gigantesque détruisant tous sur son passage. Les statistiques des dégâts matériels et humains engendrés sont inestimables.

La rupture d'un ouvrage est très difficile à prévoir par conséquent la prévention de la calamité est encore plus difficile.

I.3.5 Les inondations par submersion marine

Une submersion marine est une inondation temporaire des régions côtières par des eaux salées provenant de la mer avoisinante. Elle est due à des événements météorologiques ou océanographiques de dimensions inhabituelles, tels que : marée haute de vives eaux exceptionnelle, phénomène de la surcote et l'élévation du niveau de la mer suite à une fonte importante des glaciers.

I.4 Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite :

- **Causes d'origine naturelle :** elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges, etc.
- **Causes d'origine humaine directe :** elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).
- **Causes d'origine humaine indirecte :** elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gazà effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraine la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

I.5 Conséquences engendrées par les inondations

Les inondations touchent presque tous les pays du monde avec des influences très différentes.

L'aléa présente des impacts importants sur la société, les dommages qu'elle procrée atteignent plusieurs secteurs : le secteur santé et vie, le secteur socio-économique et le secteur environnement. Le tableau résume ces conséquences.

Tableau I-1: Conséquences des inondations

Secteurs	Conséquences
Santé et vie	Propagation des maladies infectieuses et psychologiques.
	Manque d'hygiène.
	Blessures physiques.
	Décès.
	Malnutrition.
Socio-économique	Destructions des infrastructures
	Baisse d'emploi a long terme
	Menace le développement des villes et des villages
	Migration.
	Pertes financières.
Environnement	Destruction des cultures.
	Pertes animales.
	Contaminations des eaux.

Source : BET SARL Aqua-Engineering

I.6 Les inondations en Algérie

L'Algérie, comme la plupart des autres pays du monde, connait épisodiquement des phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour les activités et une entrave pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues.

Ces événements dramatiques engendrent souvent des bilans lourds de dégâts humains et matériels, cependant ils ne sont pas toujours procréés par des situations météorologiques exceptionnelles et se produisent dans beaucoup de régions suite à des épisodes pluviales saisonniers ordinaires, les causes de telles inondations sont liées en grande partie aux agissements de l'homme, dont on cite :

- L'occupation des rives des cours d'eau et l'urbanisation anarchique.

- La défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales.
- Le gonflement des oueds par les décombres et les détritus, etc.

I.6.1 Causes et types de crues catastrophiques en Algérie

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement et les activités différentes d'une région à une autre est fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations soit les fortes pluies, elles ne sont pas toutes dues aux phénomènes exceptionnels. Des facteurs hors les conditions climatiques agissent soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces d'eau, tels que la présence de détritus et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit des oueds, etc.

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie sont classées en trois types :

- Inondations liées aux situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes et orages violents).
- Inondations résultant des activités humaines : défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux de pluie, l'encombrement des oueds par les déchets, les décombres et les troncs d'arbre, etc.
- Inondations produites dans des régions à topographie défavorable ; comme le cas des villes traversées par des oueds (Seghouane, Ksar El Boukhari, etc.), ou situées au pied d'une montagne (Médéa). Ces agglomérations à forte concentration de populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique sont exposées au risque d'inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- ❖ Inondations engendrées par crues torrentielles (crues éclaires), elles affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km^2 et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant en automne et en été.

Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de leur soudaineté et leur rapidité. Les ruissèlements d'une importante violence et rapidité peuvent intervenir en moins

d'une heure après la pluie, alors les débits des oueds passent de quelques m3/s à des milliers de m3/s en 2 ou 3 heures seulement.

- ❖ Inondation des grands bassins versants, elles résultent des précipitations importantes généralisées sur des grands étendues et caractérisées par leur quantité et leur longue durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

I.6.2 Historique des inondations catastrophiques en Algérie

Dans ce qui suit un bref aperçu, par ordre chronologique, des inondations survenues en Algérie au cours de ces quarante dernières années, de 1970 à 2011.

Tableau I-2: Historique des inondations catastrophiques en Algérie

12 Octobre 1971	**Fortes pluies orageuses localisées à Azazga (pluie journalière de 182.6 mm).**
27 au 29 Mars 1973	Pluies exceptionnelles généralisées à l'est algérien (pluie journalière de 166.2 mm enregistrée à Annaba) provoquant des inondations catastrophiques dans plusieurs wilayas de l'est du pays.
28 au 31 Mars 1974	Pluies exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et Tizi Ouzou (688 mm en 4 jours et 381 mm en 1 journée au col de sakamody).
01 Septembre 1980	Pluies orageuses violentes localisées sur un rayon de 15 km à la ville d'El Eulma provoquant des crues catastrophiques de l'Oued Djehadi.
22 Août 1983	Pluies orageuses très violentes à Birrine (Wilaya de Djelfa) inondant la commune à 60%.
03 Février 1984	Pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de la Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqués des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est.
29 Décembre au 01 Janvier 1985	Pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 04 jours et 195 mm en 01 journée) généralisées sur toute la région de l'Est Algérien provoquant des inondations très catastrophiques dans les wilayas de : Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El Tarf.
05 Juillet 1987	Pluies orageuses très violentes à Batna (pluie journalière de 57 mm).
17 Juin 1989	Pluies diluviennes à Tiaret (orage violent d'une durée de 15 minutes).
01 Septembre 1989	Fortes chutes de pluies à Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence engendrant le débordement des oueds Al Arab, El Melleh et El Kheddra.
21 Septembre 1989	Fortes pluies orageuses à M'Silla (la commune de Sidi Aissa est particulièrement touchée).

Tableau I-2: Historique des inondations catastrophiques en Algérie (suite et fin)

11 Octobre 1989	**Fortes pluies orageuses à El Tarf.**
15 Octobre 1989	Orage très intense s'abat sur la ville d'Ain Defla.
03 Juin 1991	Orage local et très violent à Ghardaïa (08 mm en 03 heures).
26-27 Janvier 1992	Fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs wilayas du centre du pays, engendrant des inondations catastrophiques aux wilayas : Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Médéa, etc.
20 Octobre 1993	Pluies orageuses intenses à la ville de Oued R'hiou causant des crues violentes d'Oued Grigra (petit cours d'eau situé en amont de la ville de Oued R'hiou).
23 Septembre 1994	Inondations catastrophiques dans plusieurs régions du pays, les plus touchées sont : Bordj Bou Arreridj, Msila, Djelfa, Médéa, Bouira, Ain Defla et Tiaret.
29 Septembre au 02 octobre 1994	Inondations catastrophiques dans les régions suivantes : Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemssilt, Sidi Bel Abbes
06 Octobre 1994	Pluies orageuses dans la wilaya d'Oum El Bouaghi provoquant d'immenses dégâts à la région de Bir El Hanchir.
04 Avril 1996	Inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El Tarf.
06 Octobre 1998	Pluies diluviennes et inondations catastrophiques dans la wilaya de Djelfa.
14 Janvier 1999	Fortes chutes de pluies à l'ouest du Sahara (74 mm à Adrar) provoquant de graves inondations.
23 Octobre 2000	Pluies torrentielles à la wilaya de Naama engendrant des inondations catastrophiques aux régions de Ain Sefra et Mechria.
10 /11 Novembre 2001	Pluies diluviennes s'abattent sur Alger et inonde la région de Bab El Oued
01 Octobre 2008	Pluies violentes localisées à Ghardaïa faisant dangereusement monter le niveau de l'eau dans les cours d'eau.
01-02 Octobre 2011	De fortes inondations frappent la ville d'El Bayadh par débordement de l'Oued Deffa

Source : BET SARL Aqua-Engineering

I.7 Procède de protection des agglomérations contre les inondations

Il existe au moins treize types de procédés pour protéger les agglomérations contre les inondations, nous mentionnons les suivantes :

1) Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau.
2) Endiguement du cours d'eau.
3) Reboisement.
4) Recalibrage des ouvrages d'art.
5) Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau.

6) Création des zones d'expansion des crues.

7) Retenues d'eau.

8) Barrage écrêteur.

9) Réservoirs d'orage.

10) Correction torrentielle.

11) Correction torrentielle.

12) Banquette.

13) Ouvrage de stockage en dérivation.

Conclusion

En conclusion, le problème de protection contre les inondations ne possède pas solution unique, car ce sont les conditions locales qui commandent. On peut dire qu'il y a autant de problèmes différents à résoudre que de zones inondables.

De plus, la réalisation de telle ou telle protection nécessite la réunion d'un certain nombre de conditions qui la plupart du temps limite les possibilités et les résultats. Il faut donc rechercher toujours le type de protection le mieux adapté à la zone à protéger en prenant les marges de sécurité suffisantes, car les méthodes d'études ne sont pas toujours précises.

Chapitre II :

Présentation de la zone d’étude

Introduction

L'étude de Protection contre les Inondations et Impacts des Ouvrages de Protection sur l'Environnement, réalisée par avant, a pour ambition d'avoir une vision synthétique et complète à l'échelle de la totalité du territoire Algérien, de l'ensemble des risques réels et potentiels d'inondation, en vue de dégager et de planifier les différentes mesures qui permettront d'y faire face. Ces mesures pourront être techniques « structurelles », par la réalisation d'ouvrages de protection (barrages, endiguements, meilleure évacuation des crues, entretien du lit des rivières, reboisement des massifs dégradés…), mais elles pourront également faire appel, parallèlement, à d'autres types d'actions dites « non structurelles » telles que extension et amélioration des réseaux d'annonce de crue, réglementation et maîtrise de l'occupation des sols en zone inondable, cartes d'aléas et affichage du risque, mise en place de plans et de moyens de secours, renforcement du cadre institutionnell

Présentation de situ

II.1 Situation géographique

Ksar el Boukhari est une commune située dans la wilaya de Médéa, à environ 135 km au sud d'Alger. Elle est limitée par plusieurs communes voisines :

- Au nord, Moudjebar ;
- À l'ouest, Boghar et Oum El Djalil ;
- Au sud, Saneg ;
- Et à l'est, M'fatha.

Cette région présente un relief assez marqué, avec des variations d'altitude significatives qui influencent la dynamique des écoulements d'eau dans le bassin versant. La topographie accidentée favorise un écoulement rapide des eaux de surface, ce qui a un impact important sur les processus hydrologiques locaux, notamment le ruissellement et le temps de concentration.

Ces caractéristiques font de Ksar el Boukhari un secteur intéressant pour l'étude hydrologique, en particulier pour la gestion des ressources en eau et la prévention des risques liés aux crues.

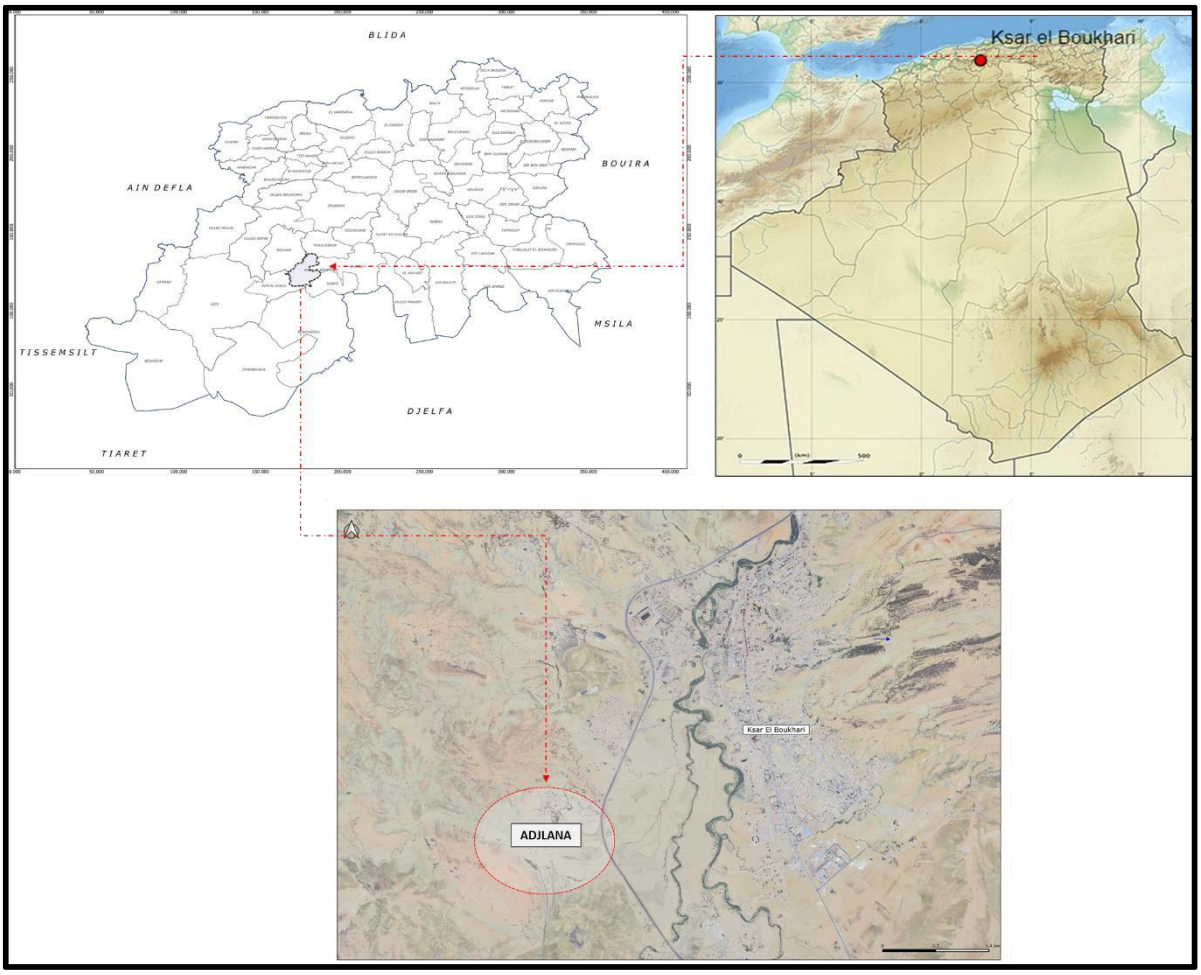


Figure II.1: Situation de la commune Ksar El Boukhari (zone d'étude Adjlana)

II.2 Cadre climatique

La maîtrise des eaux dans une région est extrêmement liée aux phénomènes qui régissent l'écoulement superficiel et souterrain, les conditions climatiques, plus que d'autres facteurs, jouent un rôle déterminant dans le régime des cours d'eau.

La zone d'étude est des hauts plateaux caractérisés par un climat de type méditerranéen. Son régime climatique dépend de deux paramètres principaux : la précipitation météorique et la température. Les précipitations constituent une composante fondamentale en hydrologie.

II.2.1 Données de base et références

La disponibilité des données météorologiques et la représentativité de station, nous ont amené à sélectionner une station comme indiqué dans le tableau suivant.

La série d'observation contient des années lacunaires ce qui nécessite un traitement préalable. Il est donc utile de faire une corrélation avec d'autres séries de station se trouvant au voisinage du bassin versant objet d'étude, pour avoir une série plus longue que possible.

Tableau II-1: Caractéristique géographique de la station pluviométrique Ksar El Boukhari

Station	Code	Coordonnée X	Coordonnée Y	Z (m)	Années d'observation
KSAR EL BOUKHARI	011301	503.8	287.9	630	52
NB : Les coordonnées X et Y sont référencés dans le système Lambert (Km)					

Source d'information : ANRH(BLIDA)

II.2.2 Précipitations

Les précipitations constituent un phénomène physique qui décrit le transfert d'eau, dans sa phase liquide (pluie) ou solide (neige, grêle) entre l'atmosphère et le sol.

La vapeur d'eau de l'atmosphère se transforme en liquide lorsqu'elle atteint le point de rosée ; soit par refroidissement ou par augmentation de la pression. Ce changement est occasionné par un des phénomènes suivants :

- Condition thermique lorsqu'une masse d'air et en contact avec une surface plus froide ;
- Changement soudain de pression atmosphérique produit à l'approche d'un cyclone ;
- Mélange de deux masses d'air ayant des températures différentes.

La zone d'étude se caractérise principalement par un climat continental à hiver froid humide et a été chaud et sec. La moyenne pluviométrique calculée sur une période de 52 ans (1970 à 2021).

Tableau II-2: Répartition mensuelle de la pluviométrie

MOIS	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Max	47.3	101.4	66.5	71.6	147	60.2	156.7	44.7	125	23.1	43.4	17.5
moy	17.4	22.9	26.9	29.4	30.8	25.1	25.6	20.1	17.5	5.6	4.0	4.1
Min	0	3.5	2.4	8.8	0	0	1.3	4.9	0	0	0	0

Source d'information : ANRH(BLIDA)

L'analyse des moyennes de précipitations mensuelles présentées dans la figure, montre une moyenne de 18 mm/mois. Selon cette moyenne, l'année hydrologique est caractérisée par deux périodes distinctes :

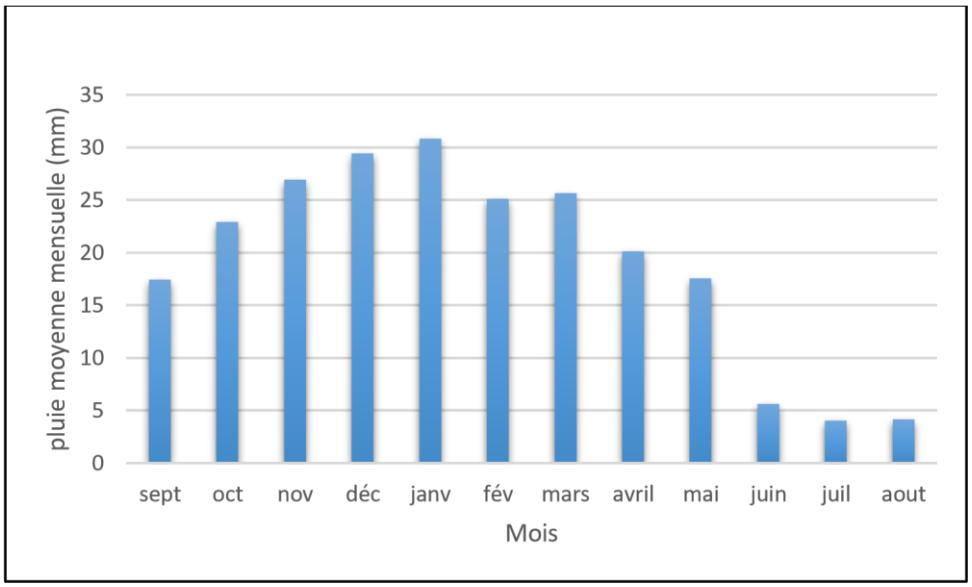


Figure II.2: Distribution des pluies moyennes mensuelles de la station Ksar El Boukhari

Une période humide et pluvieuse, repartie sur sept mois à partir d'octobre jusqu'au mois d'avril, en atteignant son maximum en mois de Janvier (31 mm).

Une période sèche de quatre mois, de mai jusqu'à septembre, où la zone d'étude ne reçoit en moyenne que 5 mm, soit 2.17% de la pluie moyenne annuelle, avec un minimum enregistré au mois de juillet (2,0 mm).

II.2.3 Température

La température est variable d'un mois à un autre, mais l'ensemble présente toujours un maximum et un minimum. De manière générale le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid. Les valeurs moyennes de la température en (°c) sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-3: Évaporations mensuelles sur la période 1994-2013

Mois	Sep	Oct	nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Temp moy (°C)	21,1	17,2	10,7	7,6	6,7	7,1	10,3	12,3	17,1	22,8	26,7	26,5	15,7

Source d'information : ANRH(BLIDA)

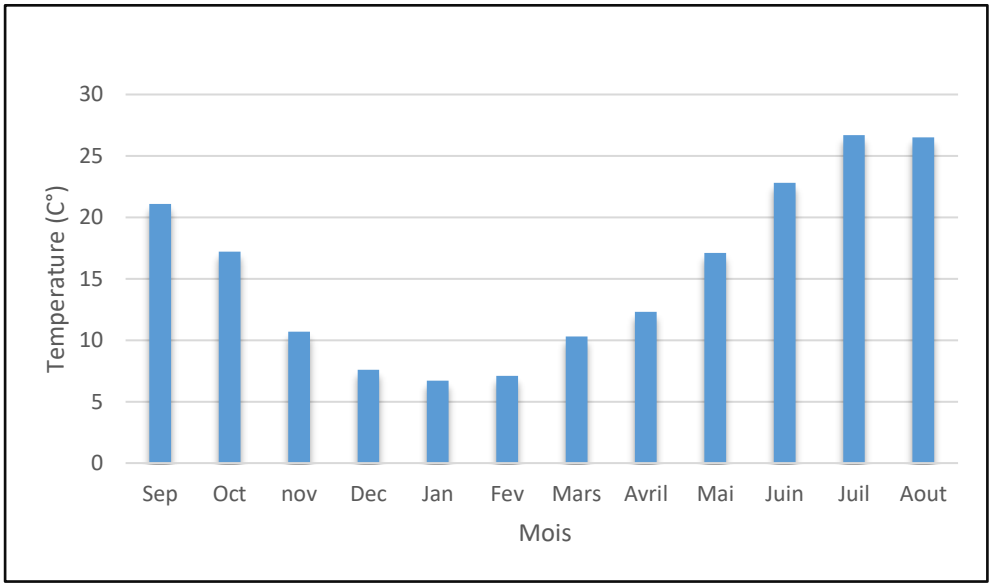


Figure II.3: Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013

D'après la figure le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid. La température varie entre 7 °C en janvier et 27 °C en juillet, avec une moyenne qui atteint 20 °C. La saison chaude s'étend de Mai à Octobre, et la période froide s'étend entre Novembre et Avril, mois pendant lesquels la température est inférieure à la moyenne.

II.2.4 Vent

Les moyennes mensuelles des vitesses des vents de la station de MEDEA, sont récapitulées ci-dessous (pour période 1995-2014) :

Le tableau ci-dessous présent moyen mensuel de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) :

Tableau II-4: Les moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014

Mois	Sep	Oct	nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Vitesse (m/s)	1,5	1,5	1,9	1,8	1,8	1,8	1,8	1,9	1,6	1,6	1,4	1,4	1,67

Source d'information : ANRH(BLIDA)

Le tableau ci-dessus qui présente la répartition mensuelle de la vitesse des vents montre la vitesse des vents varie entre 1,4m/s et 1,6 m/s en septembre, octobre, mai, juin, juillet et aout, et avec une moyenne qui atteint 1,8 m/s pendent les mois de décembre jusqu'à avril.

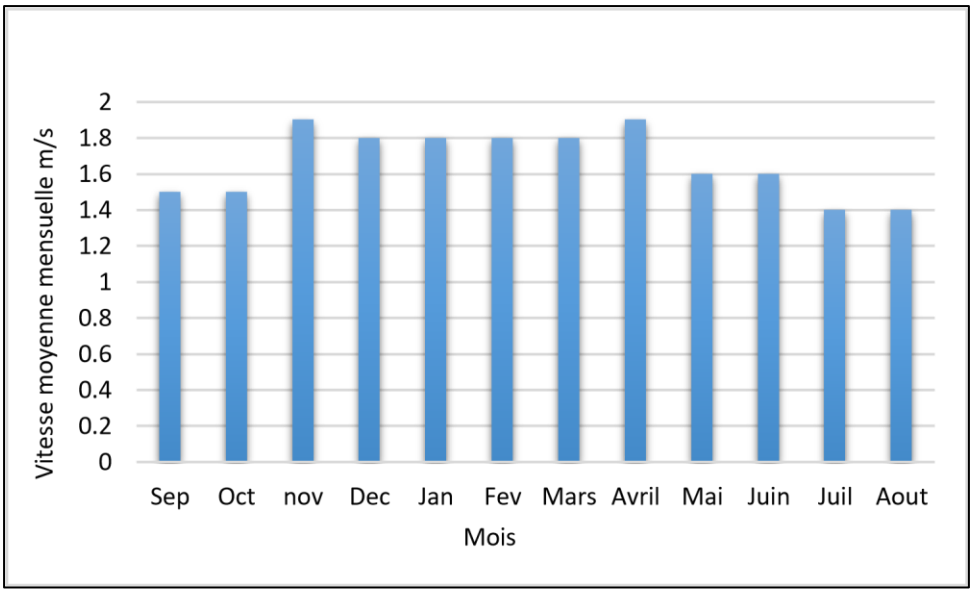


Figure II.4: Vitesse de vent mensuel moyen sur la période 1994-2012

II.2.5 Évaporations

L'évaporation est la transformation de l'eau en vapeur d'eau par un processus spécifiquement physique. L'évaporation est exprimée généralement en mm/jour, mm/mois ou mm/an. La détermination de l'évaporation du plan d'eau du Médéa sera estimée d'après les mesures effectuées sur l'évaporomètre au niveau de la station de MEDEA Le tableau ci-dessous donne les valeurs moyennes de l'évaporation mensuelle.

Tableau II-5: Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013

Mois	Sep	Oct	nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Evap (mm)	122.7	96.9	50.9	37.7	43.5	72.1	81.1	118.0	174.1	226.1	226.17	210.2	1271.2
%	9.65	7.62	4.00	2.98	2.97	3.42	5.67	6.38	9.28	13.70	17.79	16.54	100

Source d'information : ANRH(BLIDA)

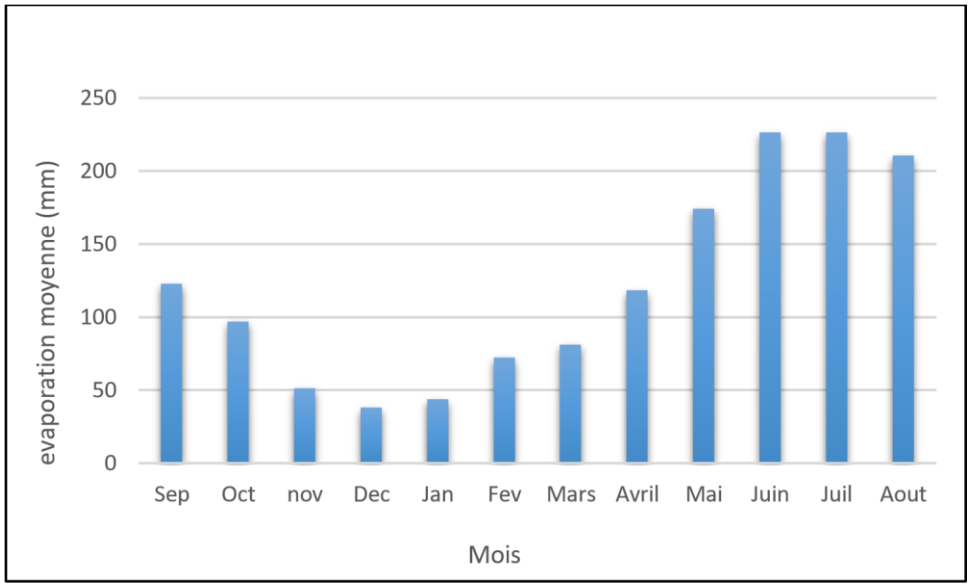


Figure II.5: Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013

Le graphique représentatif de l'évaporation prend presque la même allure avec l'évolution de la température. Ceci bien sûr est dû à la relation exponentielle existante entre ces deux paramètres. L'évolution de l'évaporation adapte une valeur minimale de 37,7 mm enregistrée pendant la période froide, et une valeur maximale de 226,17 mm mesurée durant la période chaude. Le taux moyen de l'évaporation peut atteindre 120 mm.

II.3 Aperçu géologique de la zone

Les sols de la commune appartiennent à la zone crétacée de Berrouaghia. D'après la carte géologique, l'aire d'intervention est divisée comme suit :

- Les fonds d'Oueds présentent des alluvions limoneuses formées d'argile, de limon et de matières organiques et végétales.
- Les alluvions récentes charriées par les Oueds, constituées par des éboulis et par des sables fins, (des terrasses anciennes éloignées de 20 m par rapport aux Oueds subsistent avec une composition sableuse et graveleuse avec des végétales à la base.

- Les marnes grises très sensibles à l'érosion, par l'effet du ruissellement diffus et constituant la quasi-totalité des terrains de la commune.

Notons la présence de placage de sel et de chlorure de sodium mis en mouvement par les eaux d'infiltration et remontant à la surface sous forme d'efflorescences.

Il y a lieu de signaler que la commune de Ksar El Boukhari est concernée par la présence d'aléas naturels relatifs aux glissements de terrains constatés à la limite Sud- Est du périmètre de la commune et qui se répercutent sur plusieurs constructions. Ainsi que l'existence d'une servitude de zone inondable le long des deux principaux Oueds traversant la commune

II.4 Situation Démographique à l'horizon d'étude

D'après PDAU de la commune de Ksar El Boukhari, le taux d'accroissement est de 1.8 %.

La Population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2050 c'est-à-dire 29 ans par La relation :

$$\boldsymbol{P\,n\ =\ Po\ (1\ +\ T)\ N} \qquad \textbf{\textit{(II.1)}}$$

Pn : population à l'horizon

P0 : population à l'année 2021 ;

T : taux d'accroissement démographique, T = 1.8 % ;(**source :** DHW Médéa)

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

La population des localités d'études se caractérisent par une moyenne poussée démographique. Cette croissance démographique est certes apparente au niveau des communes avec un taux d'accroissement comme le tableau suivant :

Tableau II-6: Population de la zone d'étude Ksar El Boukhari

Année	2006	2021	2030	2050
Taux d'accroissement	1.8			
Ksar El Boukhari	59634	77166	90605	129451
Village Adjlana	-	150	176	251

Source : PDAU de la commune de Ksar El Boukhari

II.5 Activité sismique

La commune Ksar El Boukhari (w.Médéa) , située dans une zone sismique de niveau 3 présente un risque modéré mais significatif pour les infrastructures hydrauliques. Cette vulnérabilité s'explique par son contexte géodynamique particulier, marqué par la convergence des plaques africaine et eurasiatique et un historique de séismes destructeurs comme celui d'El Asnam en 1980 (Mw7.3).

Les infrastructures hydrauliques de la région - barrages, réseaux d'adduction et systèmes d'irrigation sont particulièrement exposées à des dommages potentiels lors d'événements sismiques de magnitude 5.0 à 6.5, avec une accélération sismique de référence estimée entre 0.15 et 0.20g. Face à ce risque, une stratégie globale de mitigation a été développée, intégrant des mesures de conception parasismique conformes au RPA un programme rigoureux de surveillance et maintenance des ouvrages, ainsi que des plans de gestion de crise détaillés.

La conception des infrastructures privilégie désormais des matériaux ductiles et des études approfondies d'interaction sol-structure, tandis que des systèmes de monitoring en temps réel (accéléromètres, piézomètres) ont été déployés sur les ouvrages sensibles. Parallèlement, des campagnes de sensibilisation ciblant à la fois les gestionnaires et les populations locales ont été mises en œuvre, complétées par des exercices de simulation réguliers. Ces mesures combinées à une actualisation permanente des études de micro zonage et à l'intégration de technologies d'alerte précoce, visent à optimiser la résilience du système hydraulique face au risque sismique, garantissant ainsi la continuité de services essentiels au développement socio-économique de la région.

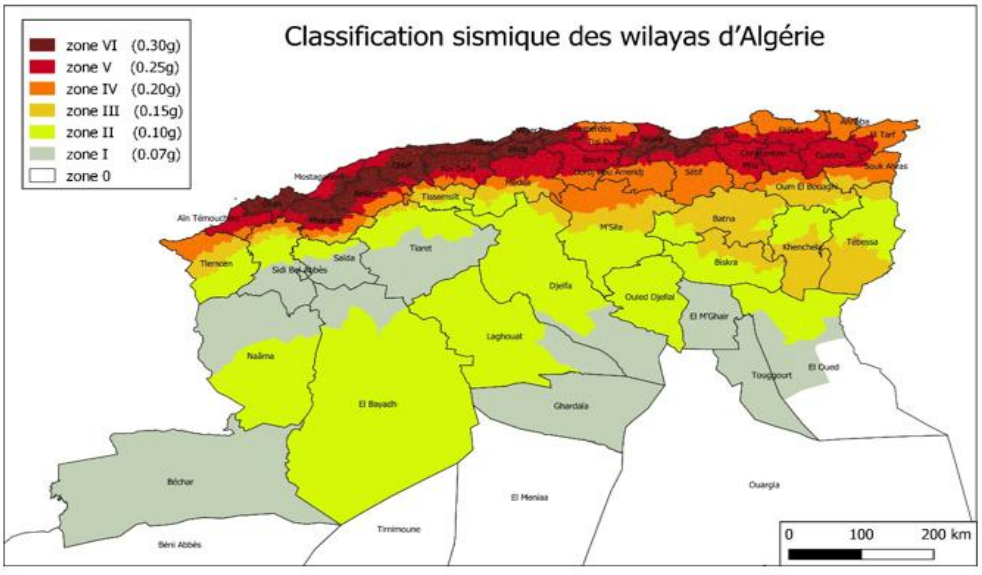


Figure II.6: Les zones sismiques d'Algérie RPA2024

Conclusion

A partir des résultats obtenus de la présentation zone d'étude, on peut citer les causes et facteurs aggravant les inondations qui sont essentiellement due à :

- Manque d'aménagement de cours (oued adjlana) d'eau qui est traverse l'agglomération de Adjlana.
- Absence d'entretien des ouvrages de franchissements et manque des anneaux de drainages.

Chapitre III :

Étude hydrologique

Introduction

L'Hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est à dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle.

L'Hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations.

L'objectif de l'étude effectuée dans ce chapitre est de présenter, une approche hydrologique afin d'essayer de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques de bassin versant de zone de Adjlana le but d'estimer les périodes de retours et de déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception des aménagements requis à ces cours d'eau qui serviront dans la protection contre les inondations.

III.1 Présentation de matériel et méthode

Un système d'information géographique (SIG) est un système informatique permettant à partir de diverses sources, de rassembler et organiser, de gérer, d'analyser et de combiner, d'élaborer et de présenter des informations localisées géographiquement contribuant notamment à la gestion de l'espace.

Un système d'information géographique est aussi un système de gestion de base de données pour la saisie, le stockage, l'extraction, l'interrogation, l'analyse et l'affichage de données localisées.

C'est un ensemble de données repérées dans l'espace, structuré de façon à pouvoir en extraire commodément des synthèses utiles à la décision. Un système d'information géographique, comme le monte la figure, est un ensemble d'équipements informatiques, de logiciels et de méthodologies pour la saisie, la validation, le stockage et l'exploitation de données, dont la majorité est spatialement référencée, destinée à la simulation de comportement d'un phénomène naturel, à la gestion et l'aide à la décision.



Figure III.1: Composant d'un SIG (Longley et al., 2015)

III.2 Domaine d'application

Un système d'information géographique (SIG) permet une intégration organisationnelle de données de sources différentes (données géographiques et non géographique). Autrement dit, c'est un système qui assure la collecte, le stockage, l'analyse et la visualisation de données. Les SIG nous offrent les outils d'aide à la prise de décision.

Les domaines d'application des SIG sont aussi nombreux que variés, on peut citer cependant :

- Planification urbaine (cadastre, voirie, réseaux assainissement)
- Protection civile (gestion et prévention des catastrophes)
- Hydrologie et hydraulique (la gestion des écoulements des surfaces)
- Géologie (cartographie, aléas, amiante environnemental, prospection minière)
- Biologie (études du déplacement des populations animales)
- Télécoms (implantation d'antennes pour les téléphones mobiles).

III.3 Méthode de huit directions

Les MNT contiennent toute l'information pertinente et requise pour partitionner un bassin versant en sous-bassins et délimiter le réseau hydrographique. À partir de cette analyse, une matrice d'écoulement est créée et donne la direction de l'écoulement pour chaque pixel selon le gradient de la pente.

Une matrice d'accumulation est également calculée et identifie le nombre de cellules en amont de chaque cellule.

78	72	69	71	58	49
74	67	56	49	46	50
69	53	44	37	38	48
64	58	55	22	31	24
68	61	47	21	16	19
74	53	34	12	11	12

Figure III.2: l'information Z (hauteur de terrain) pour chaque pixel
(Wilson, J.P., Gallant, J.C. ,2000)

Cette procédure standard pour extraire la limite des sous-bassins, ainsi que l'information encodée dans les matrices du réseau d'écoulement, de la direction d'écoulement et d'accumulation, est le point de départ pour un raffinement du découpage du MNT en versants. Essentiellement, pour chaque sous bassin, l'aire drainée par le premier pixel du segment de rivière est désignée comme un versant de tête, pendant que l'autre partie est définie en deux versants latéraux de chaque côté du segment de rivière.

L'un des principaux aspects de la dérivation des caractéristiques hydrologiques d'une surface est la capacité à déterminer la direction du flux de chaque cellule d'un raster. Cette opération est possible grâce à l'outil Direction de flux.

Cet outil se sert d'une surface comme entrée et génère un raster représentant la direction du flux sortant de chaque cellule. Si l'option Output drop raster (Raster de suppression en sortie) est sélectionnée, un raster en sortie est créé ; il représente le rapport de la variation maximale d'altitude à partir de chaque cellule dans la direction du flux sur la distance du trajet entre le centre des cellules, exprimé en pourcentage. Si l'option Force all edge cells to flow outward

(Forcer l'écoulement vers l'extérieur sur les quatre tronçons) est sélectionnée, toutes les cellules situées au bord du raster de surface s'écouleront vers l'extérieur.

Il y a huit directions en sortie valides relatives aux huit cellules adjacentes dans lesquelles le flux peut circuler. Cette méthode, généralement appelée « modèle de flux à huit directions (D8) », repose sur l'approche de Jensen et Domingue (1988).

Vous pouvez calculer la direction d'un flux en recherchant la direction de la descente la plus raide ou la pente maximale de chaque cellule. Elle est calculée comme suit : Elle est calculée comme suit :

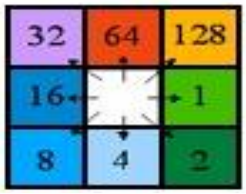


Figure III.3: les huit directions d'une goutte d'eau (Jensen et Domingue,1988)

$$\boldsymbol{chute\ maximum} = \frac{\boldsymbol{\Delta Z}}{\boldsymbol{Distance}} \times \mathbf{100} \qquad \textit{(III.1)}$$

La distance est calculée entre les centres des cellules. Par conséquent, si la taille de cellule est un, la distance entre les deux cellules orthogonales est un et la distance entre deux cellules diagonales est 1,414, soit la racine carrée de deux. Si la pente maximale vers plusieurs cellules est la même, le voisinage est agrandi jusqu'à ce que la descente la plus raide soit trouvée.

Lorsque la direction de descente la plus raide est trouvée, la cellule en sortie est codée avec la valeur représentant cette direction.

Même principe pour calculer les pentes entre les cellules.

III.4 Bassin versant

III.4.1 Caractéristiques principales du bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de

l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. On parle alors de bassin versant topographique.

III.4.2 Les caractéristiques géographiques

Les coordonnées UTM (ZONE 31) de l'exutoire sont les suivantes :

- Longitude : 2,732 °.
- Latitude : 35,864 °.
- L'altitude : 611 m.

III.4.3 Les caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant jouent un rôle fondamental dans sa réponse hydrologique, notamment en ce qui concerne le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage. Le temps de concentration (Tc), qui exprime partiellement la rapidité et l'intensité de la réaction du bassin face aux précipitations, est influencé par diverses caractéristiques morphologiques telles que la superficie, la forme, l'altitude, la pente et l'orientation du bassin. À ces facteurs s'ajoutent des éléments d'ordre pédologique et biologique, tels que la nature des sols, le type de couverture végétale, ainsi que la configuration du réseau hydrographique. L'ensemble de ces paramètres, qu'ils soient physiques ou géométriques, peut être quantifié à partir de cartes topographiques ou à l'aide de techniques numériques reposant sur des modèles numériques de terrain (MNT).

- **Superficie**

La superficie d'un bassin versant correspond à la surface délimitée par la ligne de partage des eaux. Elle constitue l'un des indicateurs majeurs de la taille du bassin et peut être déterminée par des méthodes classiques telles que l'utilisation d'un planimètre ou la méthode

des petits carrés, mais également à l'aide de systèmes d'information géographique (SIG). Cette surface est généralement exprimée en kilomètres carrés (km²).
Dans le cas du bassin versant d'Adjlana, la superficie est estimée à **S = 27,754 km²**.

- **Périmètre**

Le périmètre correspond à la longueur totale de la limite externe du bassin versant. Il délimite la frontière naturelle à l'intérieur de laquelle les précipitations s'écoulent vers le même exutoire. Le comportement hydrologique d'un bassin, face aux apports pluviométriques, dépend étroitement de ce paramètre en combinaison avec d'autres facteurs physiques et climatiques.
Le périmètre du bassin versant d'adjlana est évalué à **P = 27,757 km**.

- **Longueur du talweg (cours d'eau principal)**

Le talweg représente la ligne topographique reliant les points d'altitude minimale au sein d'un bassin, correspondant généralement au lit du cours d'eau principal. Il constitue un axe fondamental pour l'écoulement des eaux et influence directement le temps de concentration.
Dans le bassin d'adjlana, la longueur du talweg principal est de **Lcp = 14,122 km**.

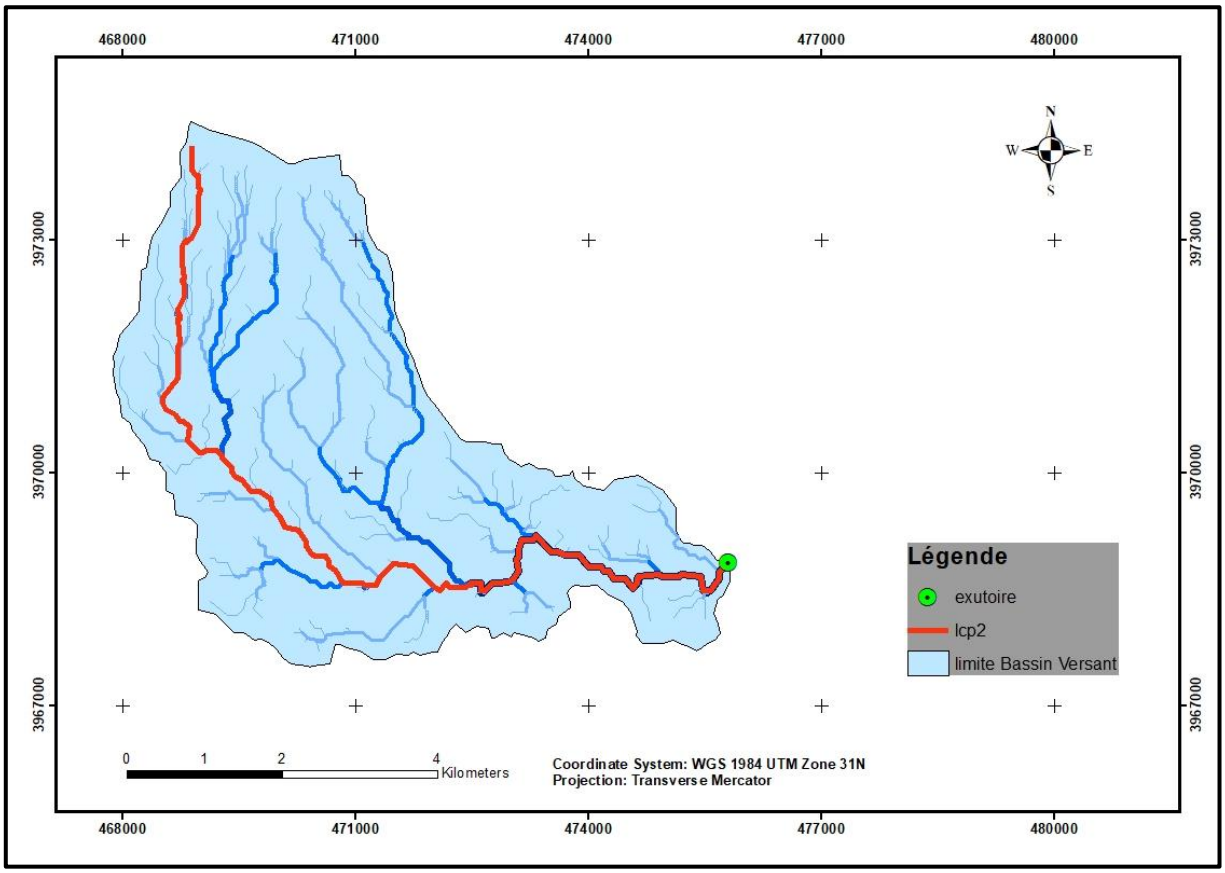


Figure III.4: Bassin versant d'Adjlana

III.4.4 Les caractéristiques géométriques

- **Analyse géométrique du bassin versant**

Les caractéristiques géométriques d'un bassin versant influencent de manière déterminante son comportement hydrologique. En particulier, la forme du bassin conditionne la vitesse d'acheminement des eaux vers l'exutoire ainsi que le pic et la durée des crues. Cette section présente plusieurs indices permettant de quantifier ces propriétés morphométriques.

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

L'indice de Gravélius est l'un des paramètres les plus utilisés pour évaluer la compacité d'un bassin versant. Il compare la forme réelle du bassin à celle d'un cercle de même superficie, considéré comme la forme la plus compacte possible. Il se calcule par la formule suivante :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi} \times S} = 0{,}282 \times \frac{p}{\sqrt{A}} \qquad \textbf{\textit{(III.2)}}$$

où :

- **K_G** : indice de Gravélius (sans unité),
- **P** : périmètre du bassin (km),
- **S ou A** : superficie du bassin (km²).

Interprétation :

- **KG = 1** : bassin très compact,
- **1 < KG < 1,3** : forme intermédiaire,
- **KG > 1,3** : bassin allongé.

Plus l'indice est élevé, plus la forme du bassin s'éloigne du cercle. Un bassin allongé a souvent une réponse hydrologique plus lente, ce qui peut atténuer les crues.

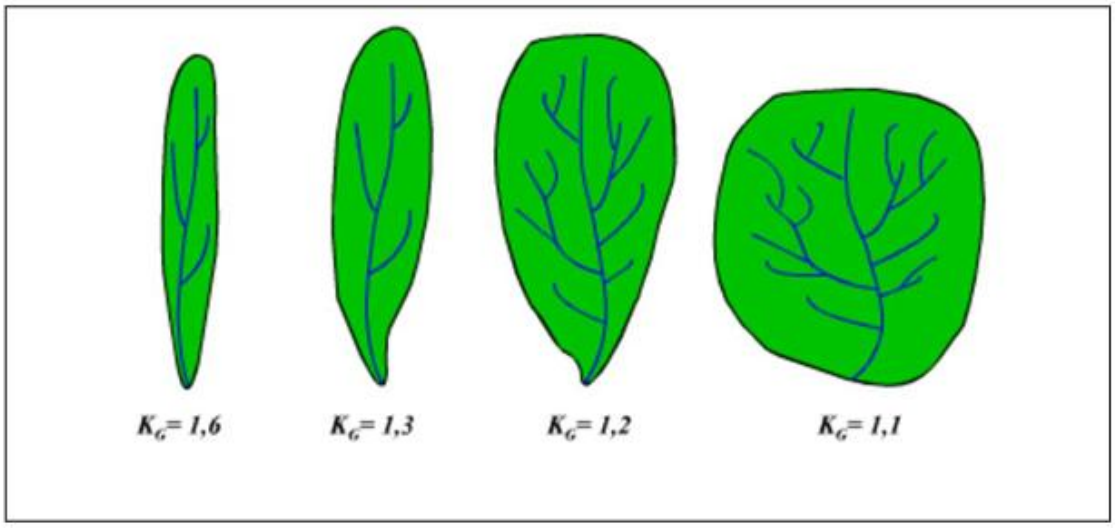


Figure III.5: Différents types des bassins versant selon le coefficient de gravelius

- **Le rectangle équivalent**

Le rectangle équivalent est une approche géométrique simplifiée qui permet de représenter un bassin versant sous forme d'un rectangle ayant la même surface. Cette méthode, associée à l'indice de Gravélius, facilite les comparaisons morphométriques entre différents bassins.

Les dimensions du rectangle sont données par :

$$\mathbf{P = 2 \times (L_r + l_r)} \qquad \textit{(III.3)}$$

$$\boldsymbol{A = L_r \times l_r} \qquad \textit{(III.4)}$$

Où :

- **Lr** : longueur du rectangle (km),
- **lr** : largeur du rectangle (km).
- **P** : Le Périmètre du rectangle équivalent (Km).
- **A** : La Superficie du Rectangle équivalent (Km2).

À partir de ces équations et de la relation de Gravélius, on peut déterminer **Lr** et **lr** à l'aide des formules suivantes :

$$\boldsymbol{L_r = \frac{KG \times \sqrt{A}}{1,12} \times \left\{1 + \sqrt{1 - \left\{\frac{1,12}{KG}\right\}^2}\right\}} \textit{ et } \boldsymbol{l_r = \frac{KG \times \sqrt{A}}{1,12} \times \left\{1 - \sqrt{1 - \left\{\frac{1,12}{KG}\right\}^2}\right\}} \qquad \textit{(III.5)}$$

Cette méthode permet de simplifier les calculs et analyses hydrologiques tout en conservant les principales caractéristiques du bassin.

- **Indice de compacité de Horton (Kh)**

Proposé par Horton, cet indice évalue la compacité spatiale du bassin en mettant en relation sa superficie avec la longueur du cours d'eau principal :

$$K_h = \frac{S}{Lcp^2} \qquad (III.6)$$

Avec :

- **Kh** : indice de compacité de Horton (sans unité),
- **S** : surface du bassin (km²),
- **Lcp** : longueur du talweg principal (km).

Un K_h supérieur à 1 indique un bassin ramassé, associé à une concentration rapide des eaux, tandis qu'un K_h inférieur à 1 désigne une forme allongée, avec un écoulement plus diffus et lent vers l'exutoire.

- **Coefficient d'allongement (Ca)**

Ce coefficient permet de quantifier l'étirement du bassin versant en fonction de la longueur du talweg principal. Il s'exprime comme suit :

$$C_a = \frac{Lcp^2}{S} \qquad (III.7)$$

où :

- **Ca** : coefficient d'allongement (sans unité),
- **Lcp** : longueur du cours d'eau principal (km),
- **S** : surface du bassin (km²).

Une valeur élevée de **Ca** est caractéristique d'un bassin très étiré. Cette configuration favorise un écoulement plus rapide et une réponse hydrologique plus directe, augmentant potentiellement le risque de crues soudaines.

Les valeurs utilisées pour les calculs sont les suivantes :

Tableau III-1: Les paramètres hydro morpho métriques du bassin versant d'Adjlana

Désignation	Unité	Valeur	Interprétation
Superficie (S)	Km2	27,754	-
Périmètre (P)	Km	27,757	-
Longueur du cours d'eau principal (Lcp)	Km	14,122	-
Indice de Horton (Kh)	-	≈ 0,139	Bassin allongé
Indice de Gravélius (KG)	-	≈ 1,49	Bassin très allongé
Coefficient d'allongement (Ca)	-	≈ 7,18	Forme très étirée
Longueur du rectangle équivalent (Lr)	Km	≈ 11,63	-
Largeur du rectangle équivalent (lr)	Km	≈ 2,39	-

III.4.5 Caractéristique hydrographique

- **Étude du relief**

Le relief constitue un facteur déterminant dans l'analyse hydrologique d'un bassin versant. Il influence significativement plusieurs paramètres climatiques, notamment la répartition des précipitations, la température, et l'évapotranspiration, qui varient selon l'altitude et la topographie. La pente du terrain conditionne particulièrement la vitesse de l'écoulement de surface et, par conséquent, le temps de concentration des eaux vers l'exutoire.

Afin de mieux appréhender ces effets, différents indicateurs morphométriques sont couramment employés pour caractériser le relief d'un bassin versant. Parmi ceux-ci, on peut citer :

- La courbe hypsométrique ;
- L'altitude moyenne du bassin ;
- L'indice de pente globale (Ig) ;
- L'indice de pente des zones rocheuses (Ip) ;
- La densité de drainage (Dg).

L'analyse conjointe de ces paramètres permet d'avoir une compréhension approfondie de la structure physique du bassin et de ses implications hydrologiques, en particulier dans l'évaluation du potentiel de ruissellement et du risque d'inondation.

- **La courbe hypsométrique**

La courbe hypsométrique est un outil graphique permettant de visualiser la distribution altitudinale de la surface d'un bassin versant. Elle indique la proportion de la surface totale située à chaque niveau d'altitude, offrant ainsi un aperçu global de la morphologie du bassin.

Cette représentation est précieuse pour plusieurs raisons :

- Elle fournit des informations sur la structure générale du relief et la répartition des pentes ;
- Elle permet d'évaluer l'impact de la topographie sur les processus hydrologiques, tels que la génération du ruissellement et les temps de réponse du bassin ;
- Elle facilite la comparaison entre différents bassins en mettant en évidence les contrastes de forme et d'altitude ;
- Elle constitue un outil d'aide à la décision dans le cadre de la gestion des ressources en eau et de l'aménagement du territoire, en particulier pour la prévention des risques liés aux crues.

Dans le cadre de cette étude, la courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide du logiciel ArcGIS, en utilisant un Modèle Numérique de Terrain (MNT). Les surfaces élémentaires correspondant aux différentes classes d'altitude ont été calculées, puis cumulées, afin de générer la courbe représentative de la répartition altimétrique du bassin étudié. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de tableaux et de graphiques dans les sections suivantes.

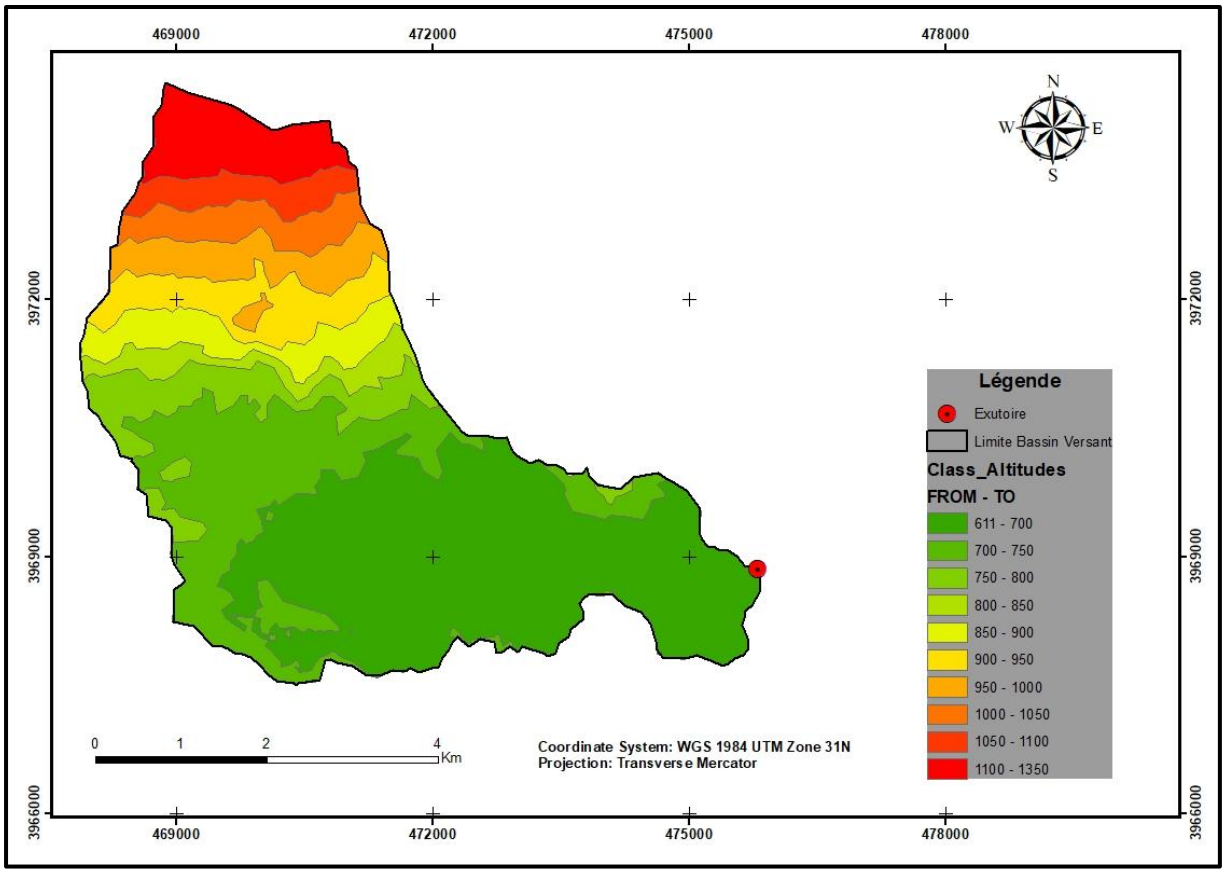


Figure III.6: Carte hypsométrique de bassin versant d'Adjlana

Le tableau suivant présente les principaux paramètres hypsométriques du bassin versant d'Adjlana :

Tableau III-2: Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Adjlana

ALTITUDE (m)	ALTITUDE MOY (m)	ELEVATION (m)	SUPERFICIE (km^2)	SUPERFICIE (%)	CUMULE (%)
611-700	655,5	611	10,954	39,463	100
700-750	725	700	5,347	19,264	61
750-800	775	750	2,060	7,422	41
800-850	825	800	0,969	3,492	34
850-900	875	850	1,411	5,085	30
900-950	925	900	1,703	6,134	25
950-1000	975	950	1,500	5,404	19
1000-1050	1025	1000	1,149	4,139	14
1050-1100	1075	1050	0,953	3,434	10
1100-1350	1225	1100	1,710	6,161	6
-	-	1350	27,758	100	0

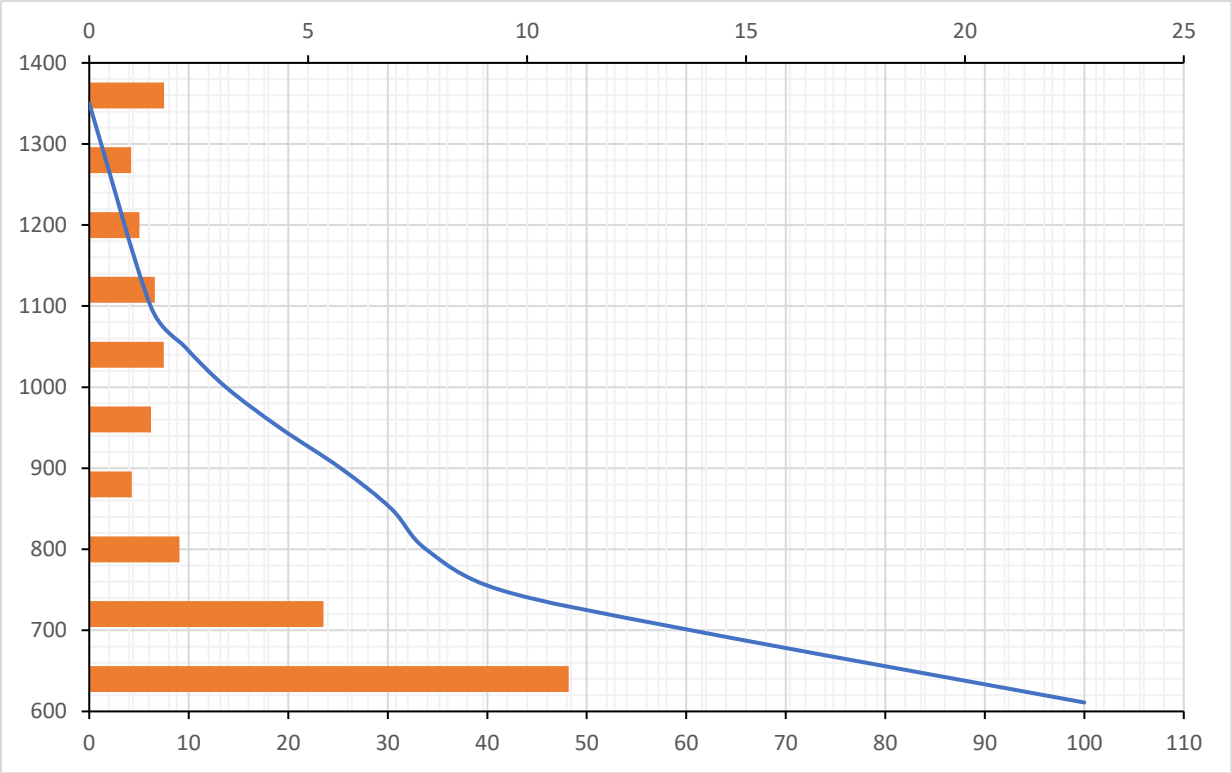


Figure III.7: courbe hypsométrique du bassin versant d'Adjlana

Les paramètres topographiques liés à l'altitude jouent un rôle important dans la compréhension des dynamiques hydrologiques et climatiques d'un bassin versant. Parmi ces paramètres, on distingue :

- **Altitude maximale et minimale (Hmax - Hmin)** : Ces deux valeurs sont généralement extraites des cartes topographiques. L'altitude maximale correspond au point culminant du bassin, tandis que l'altitude minimale, localisée à l'exutoire, représente son point le plus bas. Ces altitudes permettent d'analyser certaines relations avec des éléments climatiques tels que les précipitations ou la température.
- **Altitude moyenne (Hmoy)** : Elle donne une idée globale de l'élévation du bassin et permet d'évaluer l'effet de la zonation climatique selon l'altitude. Le calcul de Hmoy repose sur la pondération des altitudes moyennes de chaque intervalle altitudinal par la surface qu'il occupe. Elle est exprimée par la formule :

$$H_{moy} = \sum \frac{Si \times Hi}{S} \qquad (III.8)$$

Où :

- S : superficie totale du bassin versant (km²),
- Si : surface comprise entre deux courbes de niveau (km²),
- Hi : altitude moyenne entre ces deux courbes (m).

- **Altitude H5%** : C'est l'altitude correspondant à 5 % de la surface cumulée du bassin, déterminée à partir de la courbe hypsométrique.
- **Altitude médiane H50%** : Elle correspond à l'altitude où 50 % de la surface du bassin est atteinte, toujours selon la courbe hypsométrique. Elle est représentative du niveau d'altitude dominant dans le bassin.
- **Altitude H95%** : Il s'agit de l'altitude correspondant à 95 % de la surface cumulée, utile pour caractériser les zones les plus élevées du bassin.

L'ensemble de ces indicateurs permet d'obtenir une vue d'ensemble du relief du bassin versant. Les valeurs calculées sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau III-3: caractéristiques altimétriques du bassin versant d'Adjlana

Altitude	Hmax	Hmin	Hmoy	H5%	H50%	H95%
BV	1350	611	800,9	1147,17	727,35	622,28

III.4.6 Indice de pente

Les indices de pente ont pour but de caractériser la déclivité générale d'un bassin versant. Ils servent notamment à comparer différents bassins entre eux ou à les classer selon leur morphologie. Ces paramètres jouent un rôle essentiel dans l'analyse hydrologique, car ils ont une influence directe sur le débit de pointe généré lors d'épisodes pluvieux intenses.

La carte des pentes illustre la configuration topographique du bassin : on y observe que la plus grande partie du territoire est marquée par des versants abrupts, tandis que la zone située à proximité de l'exutoire présente une pente nettement plus faible, traduisant un relief plus plat.

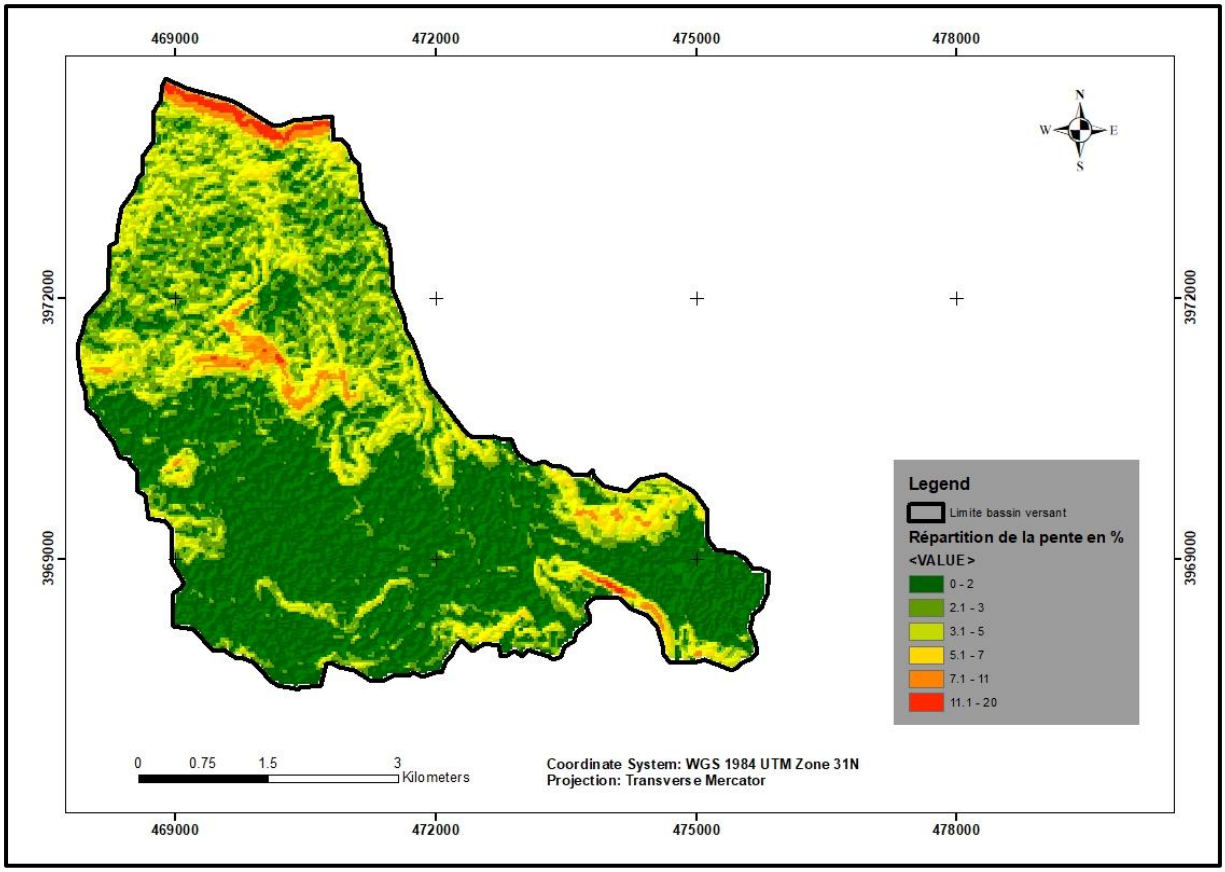


Figure III.8: Carte des pentes du bassin versant d'Adjlana

Par ailleurs, la carte des courbes de niveau constitue une représentation du relief permettant de modéliser la topographie d'un terrain au moyen de lignes reliant des points d'égale altitude. La figure suivante en présente un exemple.

Ces courbes facilitent l'interprétation des formes du terrain, telles que les vallées, crêtes et versants. Elles jouent également un rôle fondamental dans les analyses hydrologiques et la délimitation des bassins versants

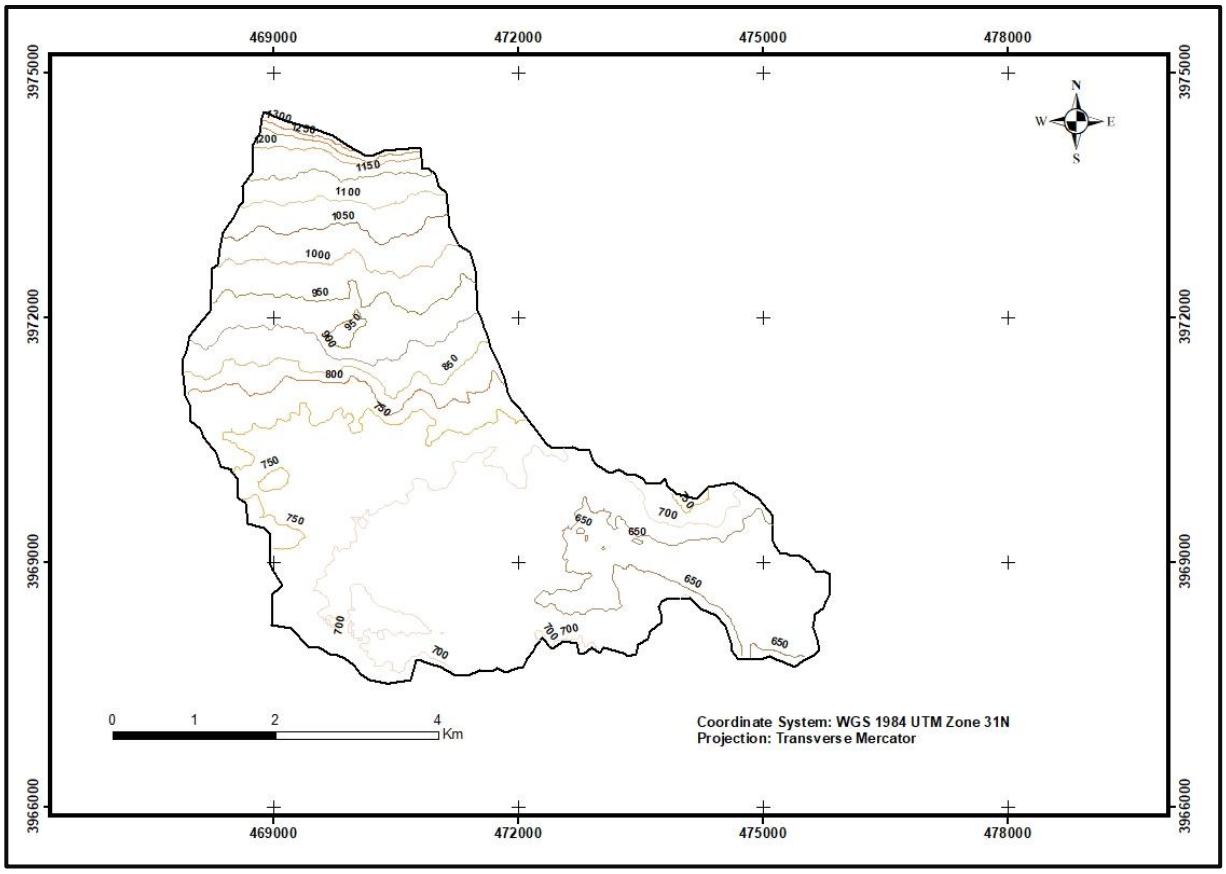


Figure III.9: Carte des courbes de niveau du bassin versant d'Adjlana

- **Pente du bassin versant (I_{bv})**

La pente du bassin versant peut-être déterminée à partir de la relation suivante :

$$I_{bv} = \frac{Hmax - Hmin}{Lcp} \qquad (III.9)$$

Où :

- Hmax et Hmin représentent respectivement les altitudes correspondant aux points situés aux 5 % et 95 % de la surface totale du bassin, selon une distribution cumulative.
- Lcp désigne la longueur du talweg principal, exprimée en kilomètres (Km).

Cette pente reflète l'inclinaison générale du bassin versant et joue un rôle dans la dynamique des écoulements de surface.

- **Pente moyenne du bassin versant (I_{mbv})**

La pente moyenne constitue un paramètre topographique essentiel, car elle renseigne sur la morphologie générale du bassin. En tant que variable indépendante, elle est utilisée dans le calcul du temps de concentration, en influençant le temps de parcours du ruissellement de surface. Ce facteur a également un impact direct sur le débit de pointe généré lors d'événements pluvieux (Touaibia, 2004).

La formule utilisée pour son calcul est la suivante :

$$I_{mbv} = \frac{\Delta H(0,5L1 + L2 + \cdots + 0,5Ln)}{S} \qquad \textit{(III.10)}$$

Avec :

- ΔH : Écart d'altitude entre deux courbes de niveau consécutives (en mètres),
- L1, L2, Ln : Longueurs des courbes de niveau (en kilomètres),
- S : Superficie totale du bassin versant (en kilomètres carrés).

Ce calcul permet d'estimer de manière plus précise la configuration altimétrique globale du bassin, ce qui est essentiel pour l'analyse hydrologique.

Tableau III-4: Pente moyenne du bassin versant d'Adjlana

Courbes de Niveaux	**Longeur (Km)**	**ΔH**	**Surface BV (Km^2)**	**I_{mbv} (m/Km)**
650	11,783	50	27,754	131,02
700	18,449			
750	10,833			
800	5,232			
850	4,877			
900	4,422			
950	6,017			
1000	3,595			
1050	3,260			
1100	2,793			
1150	2,491			
1200	2,176			
1250	2,080			
1300	1,216			

- **Indice de pente selon Roche (I_p)**

L'indice de pente (Ip) est un paramètre permettant d'évaluer l'inclinaison moyenne d'un bassin versant, en intégrant à la fois la variation altimétrique et la répartition spatiale des surfaces. Il s'agit d'une moyenne pondérée des racines carrées des pentes calculées entre deux courbes de niveau successives. Cet indicateur est couramment utilisé en géomorphologie et en hydrologie, notamment pour l'analyse de l'érosion, du ruissellement et des formes de relief.

Il est défini par la relation suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i}^{n} \sqrt{Si \times Hi} \qquad \textit{(III.11)}$$

Avec :

- L : Longueur du rectangle équivalent (en mètres),
- Si : Surface partielle (en pourcentage ou en proportion) située entre deux courbes de niveau successives,
- Hi : Altitudes courbes de niveau consécutives (en mètres).

Cet indice permet de caractériser la pente réelle du terrain en tenant compte de sa complexité morphologique.

- **Indice de pente globale (I_g)**

L'indice de pente globale est une mesure synthétique de l'inclinaison générale du relief. Il est basé sur la différence d'altitude entre les points correspondant à **5 %** et **95 %** de la surface cumulée du bassin versant, rapportée à la longueur du rectangle équivalent. Cette méthode, proposée par l'ORSTOM (actuellement IRD), permet de classer les reliefs selon leur intensité.

La formule utilisée est la suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{(H5\% - H95\%)}{L} \qquad \textit{(III.12)}$$

Où :

- D : Dénivelée entre les altitudes correspondant à 5 % et 95 % de la surface,
- L : Longueur du rectangle équivalent (en mètres),
- H5% et H95%: Altitudes représentant les seuils extrêmes de la répartition altimétrique.

La classification ORSTOM permet ensuite d'associer une catégorie de relief en fonction de la valeur obtenue.

Tableau III-5: Classification O.R.S.T.O.M du relief à partir l'indice de pente global

	Intervalle de l'indice Ig	**Type de relief**
1	Ig < 0,002	Relief très faible
2	0,002 < Ig < 0,005	Relief faible
3	0,005 < Ig < 0,01	Relief assez faible
4	0,01 < Ig < 0,02	Relief modéré
5	0,02 < Ig < 0,05	Relief assez fort
6	0,05 < Ig < 0,1	Relief fort
7	Ig > 0,1	Relief très fort

- **Indice de pente moyenne (I_{pm})**

La pente moyenne d'un cours d'eau, ou indice de pente moyenne (Ipm)**,** influence directement la vitesse d'écoulement et le temps de concentration du ruissellement. Elle est calculée à partir du profil longitudinal du talweg principal, en tenant compte des altitudes extrêmes et de la longueur totale du cours d'eau.

$$I_{PM} = \frac{Hmax - Hmin}{Lr} \qquad (III.13)$$

Avec :

- Hmax et Hmin : Altitudes (mètre)
- Lr : Longueur du rectangle équivalent (en kilomètres).

- **Dénivelée spécifique (D_s)**

La dénivelée spécifique est un autre indicateur proposé par l'ORSTOM pour analyser les reliefs en tenant compte de la surface du bassin. Elle permet de comparer différents bassins versants, indépendamment de leur taille, en intégrant à la fois la dénivelée et la superficie.

La formule est la suivante :

$$D_s = I_g\sqrt{S} = D\sqrt{\frac{I}{Lr}} \qquad \textit{(III.14)}$$

Avec :

- Ds : Dénivelée spécifique (en mètres),
- S : Surface du bassin versant (en km²),
- Lr : Longueur du rectangle équivalent (en km),
- D : Dénivelée entre H5 % et H95 %.

Ce paramètre est particulièrement utile pour classer les reliefs (très faible, modéré, fort, etc.) selon la typologie ORSTOM.

Tableau III-6: Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M

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

Tableau III-7: Résultats des calculs des pentes et du dénivelé spécifique du bassin versant d'Adjlana

Paramètre	Symboles	Unité	Valeurs
Pente du bassin versant	Ibv	m/Km	37,17
Pente moyenne de bassins versant	Imbv	m/Km	131,02
Indice de pente globale	Ig	m/m	0,045
Indice de pente moyenne	Ipm	m/m	63,54
Indice de pente de Roche	Ip	%	7,75
Dénivelée spécifique	Ds	m	237,60
Relief	-	-	Relief assez fort

Cette classification se rapporte exclusivement au relief du bassin versant. Un relief est qualifié de marquer lorsque la dénivellation spécifique (Ds) est comprise entre 100 m et 250 m, correspondant ainsi à un relief assez fort selon la typologie établie par l'O.R.S.T.O.M.

III.4.7 Étude de réseau hydrographique

- **Caractéristiques du réseau hydrographique**

Le réseau hydrographique d'un bassin versant est constitué d'un ensemble hiérarchisé de cours d'eau. Le cours principal reçoit les apports de ses affluents majeurs, eux-mêmes alimentés par des affluents de rang inférieur, tels que les ruisseaux et petits cours d'eau situés en amont. Ce système complexe, souvent désigné sous le terme de chevelu hydrographique, nécessite l'analyse de plusieurs paramètres afin d'en permettre une description rigoureuse et exhaustive.

- **Hiérarchisation du réseau**

La hiérarchisation du réseau hydrographique repose sur l'attribution d'un ordre numérique à chaque segment de cours d'eau, en fonction de son importance relative dans l'organisation du réseau. Selon la méthode développée par Strahler (1952), un cours d'eau dépourvu d'affluent est classé comme étant de premier ordre. Lorsque deux cours d'eau de même ordre **n** confluent, le segment résultant est classé à l'ordre n+1. En revanche, si deux cours d'eau de rangs différents se rejoignent, l'ordre du tronçon résultant correspond au rang le plus élevé des deux.

Cette méthode de classification, dite de Strahler, permet de représenter la complexité structurelle du réseau hydrographique et de quantifier l'organisation spatiale des cours d'eau. L'ordre le plus élevé du réseau correspond généralement à celui du cours d'eau principal à son exutoire. Ce système de hiérarchisation est couramment utilisé dans les études hydrologiques et géomorphologiques pour analyser la distribution des ressources en eau, les dynamiques d'érosion, ainsi que les processus d'aménagement du territoire (Strahler, 1952 ; Leopold et al., 1964).

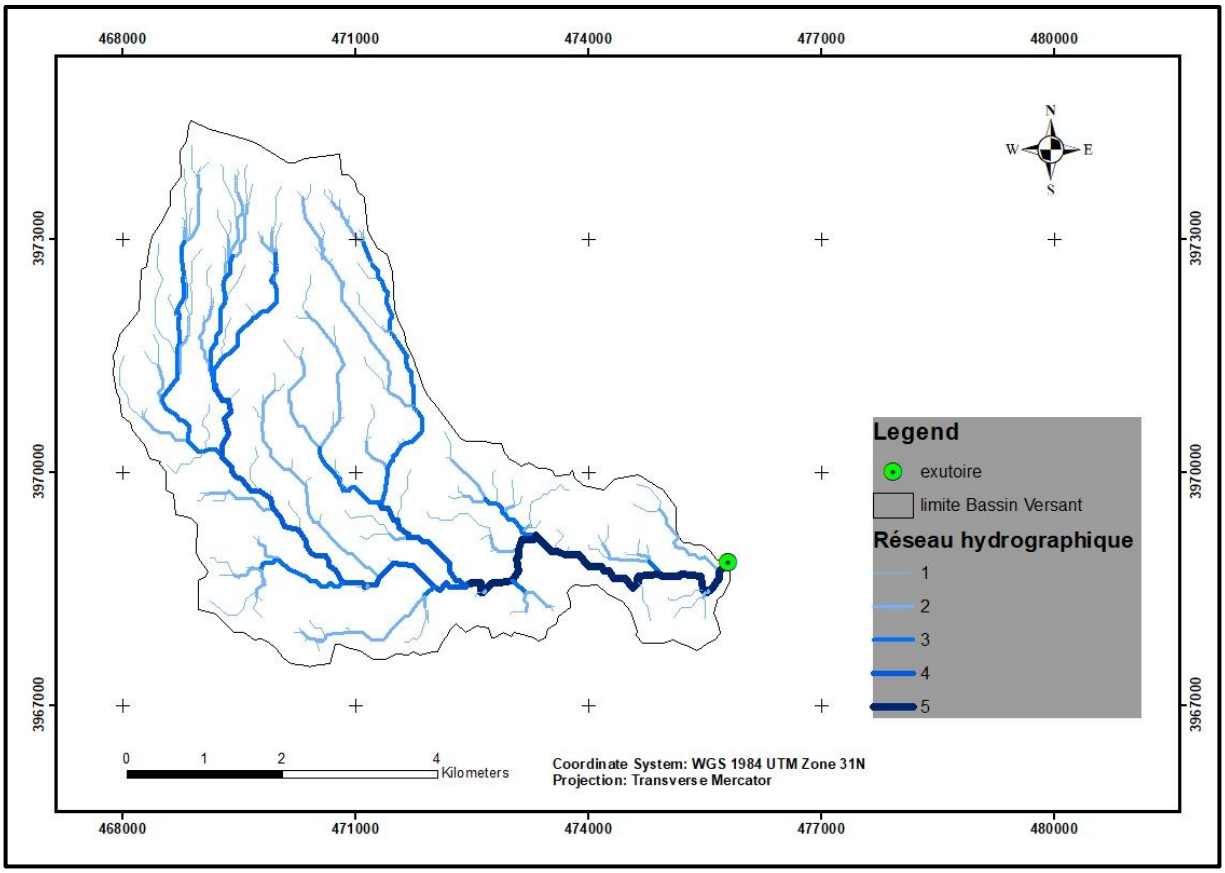


Figure III.10: Réseau hydrographique du bassin versant d'Adjlana

- **Paramètres hydrographiques**

1) **Densité de drainage (Dd)**

La densité de drainage constitue un indicateur fondamental dans l'analyse hydrologique d'un bassin versant, notamment pour évaluer le temps de transit des eaux souterraines. Introduite par Horton (1945) et citée par Coulon (2015)**,** elle exprime le rapport entre la longueur cumulée du réseau hydrographique et la superficie totale du bassin qu'il draine. Ce paramètre permet d'apprécier l'efficacité du réseau de drainage en lien avec la morphologie du terrain.

Selon Leopold et Maddock (1953**)**, une densité élevée implique une réponse rapide du bassin, réduisant ainsi le temps de résidence des eaux. Cela revêt une importance particulière pour la gestion des ressources en eau et la modélisation hydrologique. La densité de drainage se calcule selon la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum li}{S} \qquad \textit{(III.15)}$$

Où :

∑li : somme des longueurs de tous les cours d'eau du bassin (km),

S : superficie du bassin versant (km²).

2) Densité hydrographique des thalwegs élémentaires (F)

Ce paramètre reflète la densité du réseau de drainage primaire, représenté par les cours d'eau de premier ordre. Il indique le nombre de thalwegs élémentaires par unité de surface et constitue un indicateur de la structuration interne du réseau hydrographique. La formule utilisée est la suivante :

$$F = \frac{N1}{S} \qquad \textit{(III.16)}$$

Où :

N1 : nombre de cours d'eau d'ordre 1,

S : superficie du bassin versant (km²),

F : densité hydrographique (km^{-2}).

3) Coefficient de torrentialité (Ct)

Le coefficient de torrentialité traduit l'intensité de concentration des écoulements en combinant la densité de drainage et la densité hydrographique. Il est obtenu par :

$$Ct = D_d \times F \qquad \textbf{(III.17)}$$

Avec :

Dd : Densité de drainage (Km/Km^2).

F : Densité hydrographique (Km^{-2}).

4) Temps de concentration (Tc)

Le temps de concentration, noté Tc, est un paramètre hydrologique fondamental qui représente la durée maximale nécessaire pour qu'une goutte d'eau, tombée à l'extrémité la plus éloignée du bassin versant, atteigne son exutoire. Cette mesure est essentielle pour comprendre le comportement des écoulements superficiels, la gestion des crues, ainsi que la planification des infrastructures hydrauliques et des ressources en eau.

Le bassin versant étudier est situé dans la région de Médéa (Algérie). Il se caractérise par une topographie marquée avec un relief assez fort, ce qui influe significativement sur la vitesse et le cheminement des écoulements de surface. Dans ce contexte, plusieurs formules empiriques sont utilisées pour estimer le temps de concentration. Ces formules ont été développées sur la base de conditions géographiques et climatiques variées. Certaines ont montré leur efficacité dans des environnements similaires à ceux du Nord de l'Algérie.

- **Formule de GIANDOTTI**

Formule recommandée pour les bassins de taille moyenne à grande en climat méditerranéen.

$$\boldsymbol{Tc = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L}{0.8 \times \sqrt{Hmoy - Hmin}}} \qquad \textbf{(III.18)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h) ;

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m) ;

Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m) ;

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

Lcp : Longueur de cours d'eau principal (Km).

- **Formule SCS**

Développée par le Service de Conservation des Sols des États-Unis (SCS), adaptée aux bassins versants naturels.

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times Lcp^3}{Hmoy - Hmin}\right)^{0.385} \quad \textit{(III.19)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (heures) ;

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

Hmoy−Hmin : Différence d'altitude (m).

- **Formule d'ANRH**

$$Tc = 1.7 \times \left(\frac{SL}{\sqrt{Ic}}\right)^{0.19} \quad \textit{(III.20)}$$

Avec :

Tc: Temps de concentration en h ;

L : longueur du cours d'eau le plus long en km ;

I : Pente des cours d'eau en (%) ;

S : Surface du BV en Km².

- **Formule de TURAZZA**

Utilisée dans les zones à fort relief, elle prend en compte la pente du bassin.

$$Tc = \frac{0.108 \times \sqrt[3]{S \times Lcp}}{\sqrt{Ipm}} \quad \textit{(III.21)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

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

Lcp : Longueur de cours d'eau principale (Km).

Ipm : pente moyenne du bassin versant(m/m).

- **Formule de KIRPISH**

Destinée aux petits bassins avec des pentes modérées à fortes, souvent utilisée en Algérie.

$$Tc = 0.01923 \times \frac{Lcp^{0.77}}{Ipm^{0.38}} \qquad (III.22)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h) ;

Lcp : Longueur de cours d'eau principale (Km^2) ;

Ipm : pente moyenne du bassin versant (m/m).

- **Formule de SOLOVSKY**

La formule de SOLOVSKY est une méthode empirique utilisée pour l'estimation du temps de concentration dans des bassins versants de tailles variées.

$$Tc = 4 \times \left(\frac{S \times Lcp^{0.333}}{\sqrt{Ibv}}\right)^{0.75} \qquad (III.23)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

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

Lcp : Longueur de cours d'eau principale (km).

Ibv : Pente de bassin versant (m/Km)

- **Formule de VENTURA**

Elle est particulièrement adaptée aux bassins de petite à moyenne taille**.**

$$Tc = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{Ibv}} \qquad (III.24)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

Ibv : Indice de pente du bassin versant (m/m).

S : superficie du bassin versant (Km^2).

❖ **Choix le temp de concentration**

Les formules appliquées sont particulièrement adaptées aux caractéristiques hydrologiques du nord de l'Algérie. Étant donné la diversité des résultats obtenus, le choix s'est porté sur la valeur du temps de concentration la plus faible parmi les estimations jugées comparables. Les résultats extrêmes, qu'ils soient très élevés ou anormalement faibles, ont été écartés afin de privilégier une estimation représentative et réaliste.

Tableau III-8: Résultats du calcule de temps de concentration

Les formules utilisées	Temps de concentration (h)
GIANDOTTI	3,83
SCS	2,68
ANRH	5,52
TURAZZA	0,1
KIRPISH	0,03
SOLOVSKY	24,15
VENTURA	0,11

Les méthodes adoptées sont :

Tableau III-9: Résultats du calcule de méthodes adoptées de temps de concentration

GIANDOTTI	3,83
SCS	2,68
ANRH	5,52

Les résultats obtenus varient considérablement selon la formule utilisée. Afin d'assurer une estimation réaliste et représentative du comportement hydrologique du bassin, les valeurs extrêmes, qu'elles soient très faibles (KIRPICH, TURAZZA, VENTURA) ou très élevées (SOLOVSKY), ont été écartées.

Les formules restantes (GIANDOTTI, SCS et ANRH) offrent des valeurs plus cohérentes avec les caractéristiques physiques du bassin versant étudier. Parmi celles-ci, la formule du SCS a été retenue car elle fournit un temps de concentration raisonnable (2,68 h) tout en prenant en compte des paramètres adaptés aux conditions locales (altitudes, longueur du thalweg), ce qui en fait un choix pertinent pour un bassin méditerranéen à relief prononcé comme celui de Médéa.

Le temps de concentration adopté pour la suite de l'étude est donc de 2,68 heures, tel que déterminé par la méthode SCS.

5) Vitesse de ruissellement Vr :

Le ruissellement désigne l'écoulement des eaux de pluie à la surface du sol, lorsque celles-ci ne sont ni infiltrées, ni évaporées, ni stockées temporairement. Ce phénomène suit généralement la pente naturelle du terrain. En Algérie, la méthode de Kirpich est fréquemment employée pour estimer la vitesse de ruissellement en fonction du temps de concentration du bassin versant.

La vitesse du ruissellement peut ainsi être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$Vr = \frac{Lcp}{Tc} \qquad \textbf{(III.25)}$$

Avec :

Vr : Vitesse de ruissellement (m/s) ;

Lcp : Longueur du cours d'eau principal (m) ;

Tc : Temps de concentration (s).

La vitesse moyenne du ruissellement a été estimée à environ 5.27 km/h. Cette valeur traduit une dynamique hydrologique relativement rapide, ce qui est typique des bassins versants présentant une forte déclivité comme celui de la région de Médéa.

Les résultats des calculs des paramètres hydrographiques sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-10: Résultat paramètres hydrographiques d'oued Adjlana

Termes	Symboles	Unités	Valeurs
Densité de drainage	Dd	Km/Km2	3,638
Densité hydrographique	F	Km-2	13,115
Coefficient de torrentialité	Ct	-	47,711
Temps de concentration	Tc	h	2,677
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	5,275

Le tableau suivant présente une synthèse des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Adjlana, situé dans la région de Médéa. Ces informations permettent de décrire la configuration physique globale du bassin, notamment en ce qui concerne son étendue, sa structure topographique et l'organisation de son réseau hydrographique. L'analyse de ces éléments fournit une base essentielle à la compréhension des processus hydrologiques qui y prennent place. En effet, la morphologie d'un bassin versant influence fortement la manière dont l'eau de pluie s'écoule, se concentre et atteint l'exutoire. Ces paramètres géomorphologiques constituent ainsi un préalable indispensable à toute modélisation ou calcul hydrologique fiable, et justifient les choix méthodologiques appliqués dans le cadre de cette étude, notamment pour l'estimation du temps de concentration et de la vitesse de ruissellement.

Tableau III-11: Géomorphologie du bassin versant d'Oued Adjlana

Désignation		**Symbole**	**Unités**	**Valeur**
Superficie		S	Km2	27,754
Périmètre		P	Km	27,757
Longueur du talweg principal		Lcp	Km	14,122
Indice de compacité de Gravélius		KG	/	1,49
Indice de compacité de Horton		Kh	/	0,139
Coefficient d'allongement		Ca	/	7,18
Rectangle équivalent	**Longueur**	Lr	Km	11,63
	Largeur	Lr	Km	2,39
Altitudes	**Maximale**	Hmax	m	1350
	Moyenne	Hmoy	m	800,9
	Minimale	Hmin	m	611
	Médiane 5%	H5%	m	1147,166
	Médiane 50%	H50%	m	727,348
	Médiane 95%	H95%	m	622,276
Pente du bassin versant		Ibv	m/Km	37,168
Pente moyenne du bassin versant		Imbv	m/Km	131,02
Indice de pente de Roche		Ip	%	0,0451
Indice de pente moyenne		Ipm	m/Km	63,543
Indice de pente globale		Ig	m/Km	7,751
Dénivelée spécifique		Ds	M	237,596
Somme des longueurs des cours d'eau		∑Li	Km	100,964
Nombre des talwegs d'ordre 1		∑N1	/	364
Densité de drainage		Dd	Km/Km2	3,638
Densité hydrographique		F	Km-2	13,115
Coefficient de torrentialité		Ct	/	47,711
Temps de concentration		Tc	Heures	2,677
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	5,275

III.5 Étude des crues

Dans le contexte de la prévention des risques hydrologiques, notamment les inondations, l'évaluation du débit maximal de crue constitue une étape cruciale. Cette estimation permet de dimensionner correctement les ouvrages hydrauliques (digues, bassins de rétention, canaux de dérivation, etc.) et d'identifier les zones potentiellement exposées aux débordements.

Après avoir délimité les bassins versants concernés et caractérisé leurs propriétés morphométriques (superficie, pente moyenne, longueur du cours principal, etc.), il devient possible d'estimer les débits de crue associés à différentes périodes de retour (10, 20, 50, jusqu'à 100 ans). Ces périodes permettent de représenter statistiquement la fréquence d'occurrence des événements extrêmes.

Deux principales approches sont généralement mobilisées pour cette estimation :

- L'analyse fréquentielle des données observées : cette méthode repose sur l'exploitation des séries chronologiques de débit et de précipitations mesurées par les stations hydrométriques et pluviométriques situées à proximité du bassin étudié. Elle permet d'établir une loi statistique de probabilité (type Gumbel, Log-Pearson III, etc.) afin de calculer les débits associés aux différentes périodes de retour.
- La méthode GRADEX **:** cette approche empirique est utilisée lorsque les données hydrologiques sont insuffisantes ou absentes. Elle permet d'estimer le débit de crue à partir des précipitations extrêmes et des caractéristiques du bassin, en supposant que la croissance du débit suit celle de la pluie, avec un facteur d'amplification lié à la géométrie et à la réponse hydrologique du bassin.

L'usage combiné de ces deux méthodes permet de renforcer la fiabilité des résultats, notamment dans les contextes de données limitées, comme c'est souvent le cas en zones semi-arides ou montagneuses.

III.5.1 Présentation de la station pluviométrique dans la zone d'étude

Dans cette partie, l'analyse repose sur les données observées provenant des stations pluviométrique mises à disposition par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Plus précisément, les calculs hydrologiques ont été effectués à partir des relevés de la station pluviométrique de Ksar El Boukhari, couvrant une période d'observation de 52 ans**,** allant de 1970 à 2021**.**

Tableau III-12: Caractéristique géographique de la station pluviométrique Ksar El Boukhari

Station	Code	Coordonnée X	Coordonnée Y	Z (m)	Années d'observation
KSAR EL BOUKHARI	011301	503.8	287.9	630	52
NB : Les coordonnées X et Y sont référencés dans le système Lambert (Km)					

Source d'information : ANRH(BLIDA)

Le tableau ci-dessous présente la répartition des débits maximaux annuels enregistrés à la station sur une période de 52 ans :

Tableau III-13: La série pluviométrique station Ksar El Boukhari

Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)
1970	101.20	**1996**	19.80
1971	40.40	**1997**	20.20
1972	36.30	**1998**	20.30
1973	30.50	**1999**	33.70
1974	31.10	**2000**	32.00
1975	15.20	**2001**	27.30
1976	21.90	**2002**	32.00
1977	24.60	**2003**	56.30
1978	27.80	**2004**	27.10
1979	40.30	**2005**	48.50
1980	34.50	**2006**	63.10
1981	41.40	**2007**	19.60
1982	19.50	**2008**	27.40
1983	35.00	**2009**	35.00
1984	13.70	**2010**	16.50
1985	41.40	**2011**	25.00
1986	5.90	**2012**	37.00
1987	23.20	**2013**	22.10
1988	21.40	**2014**	32.00
1989	24.40	**2015**	27.50
1990	21.30	**2016**	27.50
1991	84.20	**2017**	52.70
1992	4.80	**2018**	19.20
1993	4.50	**2019**	31.80
1994	21.70	**2020**	24.00
1995	22.30	**2021**	16.20

Source d'information : ANRH(BLIDA)

III.5.2 Ajustement de la série des débits et pluies maximales journalières

Dans le cadre des études hydrologiques, l'ajustement des séries de données pluviométriques représente une étape essentielle pour la modélisation et la compréhension des régimes de précipitation. Plusieurs méthodes peuvent être mobilisées à cet effet, dont l'efficacité dépend de plusieurs facteurs clés : la loi de probabilité sous-jacente aux données, la taille de l'échantillon, ses caractéristiques spécifiques, ainsi que la rigueur des étapes de vérification et de validation.

Le choix de la méthode d'ajustement doit ainsi tenir compte du contexte particulier de l'étude et de la disponibilité des données. Pour garantir la fiabilité des résultats, il est recommandé de s'appuyer sur l'expertise en hydrologie et d'appliquer rigoureusement les bonnes pratiques en analyse statistique.

Tableau III-14: Modèles fréquentiels et conditions d'application

Modèle fréquentiel	Loi de probabilité	Variables hydrologiques concernées	Conditions d'application
Normale	Distribution normale	Précipitations annuelles, débits, volume de stockage des réservoirs	Lorsque les données suivent une distribution normale
Log-Normale	Distribution log normale	Débits maximums annuels, précipitations journalières et annuelles, volumes de ruissellement mensuels et annuels	Lorsque les logarithmes des données suivent une distribution normale
Pearson type III (Gamma)	Distribution de Pearson type III	Débits maximums annuels, précipitations journalières et annuelles, volumes de ruissellement mensuels et annuels	Lorsque les données suivent une distribution de Pearson type III
Gumbel	Distribution de Gumbel	Débits maximums annuels	Lorsque les débits maximums annuels suivent une distribution de Gumbel
Exponentielle	Distribution exponentielle	Précipitations journalières, durée entre deux événements	Lorsque les données suivent une distribution exponentielle

Dans ce travail, les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique ont été obtenues à l'aide du logiciel HYFRAN, et sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau III-15: Les paramètres statistiques de la série

Nombre d'observations	52
Minimum	4.50
Maximum	101
Moyenne	30.4
Écart-type	17.3
Médiane	27.4
Coefficient de variation (Cv)	0.569
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.00
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.94

❖ **Aperçu sur Hyfran-Plus**

HYFRAN-Plus est un logiciel spécialisé dans l'analyse statistique des données hydrologiques, utilisé pour ajuster des lois de probabilité aux séries de précipitations ou de débits. Il permet de calculer les paramètres statistiques essentiels et de tester l'adéquation des modèles pour mieux représenter les données observées.

Dans ce mémoire, HYFRAN-Plus a été employé pour extraire les caractéristiques de la série pluviométrique et orienter le choix du modèle fréquentiel adapté à la région étudiée.

A. Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL

La loi de Gumbel est largement utilisée en hydrologie pour modéliser les phénomènes extrêmes. Elle correspond à la distribution limite des valeurs maximales extraites d'un ensemble de données, ce qui en fait un modèle particulièrement adapté pour l'étude des maxima annuels (Gumbel, 1958). En effet, le maximum annuel d'une variable hydrologique peut être assimilé au plus grand relevé parmi les 365 observations journalières, justifiant ainsi l'usage de cette loi pour caractériser la distribution des maxima annuels (Stedinger et al., 1993).

Les résultats issus de l'ajustement de la série hydrologique à la loi de Gumbel sont présentés dans le tableau et figure suivant.

Tableau III-16: Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	Écart type	Intervalle de confiance (mm)
1000.0	0.9990	116	13.9	88.6 - 143
200.0	0.9950	94.1	10.8	73.0 - 115
100.0	0.9900	84.7	9.42	66.2 - 103
50.0	0.9800	75.3	8.08	59.4 - 91.1
20.0	0.9500	62.7	6.33	50.3 - 75.1
10.0	0.9000	53.0	5.01	43.2 - 62.8
5.0	0.8000	42.9	3.71	35.6 - 50.2
3.0	0.6667	34.8	2.80	29.3 - 40.3
2.0	0.5000	27.6	2.20	23.3 - 31.9

Paramètres : u = 22.640830 ; alpha = 13.492385

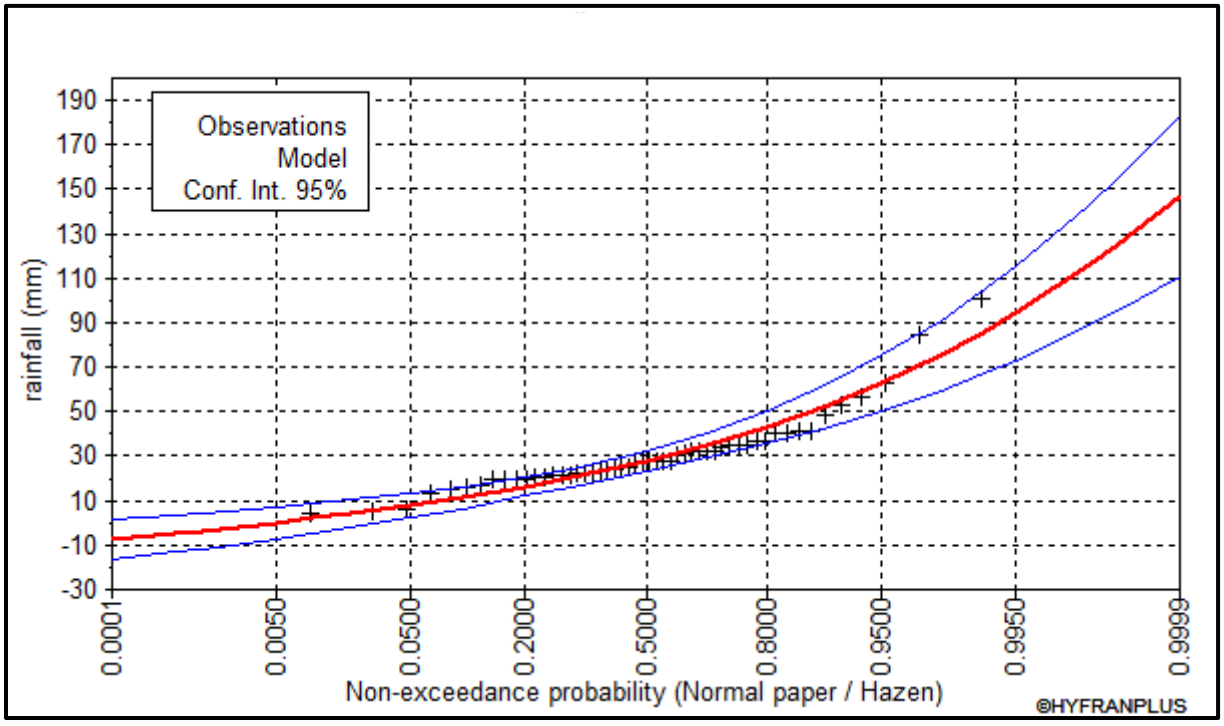


Figure III.11: Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

Le tableau suivant compare les caractéristiques de la loi de Gumbel avec celles de l'échantillon.

Tableau III-17: comparaison entre la loi de GUMBEL et l'échantillon

Paramètre	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	4,50
Maximum	Aucun	101,00
Moyenne	30,4	30,4
Écart-type	17,3	17,3
Médiane	27,6	27,4
Coefficient de variation (*Cv*)	0,569	0,569
Coefficient d'asymétrie (*Cs*)	1,14	2,00
Coefficient d'aplatissement (*Ck*)	2,40	7,94

B. Ajustement par la loi Log Normal (Loi de Galton)

En hydrologie, la loi log-normale est largement utilisée pour représenter des variables aléatoires strictement positives présentant une forte asymétrie, telles que les précipitations journalières, les débits ou les volumes de ruissellement (Stedinger et al., 1993 ; Chow et al., 1988). Une variable suit une distribution log-normale si le logarithme de ses valeurs suit une loi normale. Autrement dit, si V=ln(X) est une variable normalement distribuée, alors X suit une loi log-normale. Cette propriété permet de mieux modéliser les phénomènes naturels dont les valeurs ne peuvent pas être négatives et qui présentent une forte variabilité (Brutsaert, 2005).

Également connue sous le nom de loi de Galton, la loi log-normale constitue une version asymétrique de la loi normale, obtenue par transformation logarithmique (Dubreuil, 2001). Elle est souvent préférée dans les études hydrologiques lorsque les données sont étalées vers les grandes valeurs et que la distribution observée présente une asymétrie marquée à droite (Chow et al., 1988).

Dans le cadre de ce mémoire, l'ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN-Plus, qui permet à la fois d'estimer les paramètres de la distribution et de vérifier la qualité de l'ajustement à l'aide de tests statistiques (INRS, 2005).

Les résultats issus de cet ajustement sont présentés dans le tableau et figure suivant.

Tableau III-18: Résultats d'ajustement par la loi de Log Normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	Écart type	Intervalle de confiance (mm)
1000.0	0.9990	157	30.5	72.5 - 103
200.0	0.9950	117	19.6	65.8 - 92.9
100.0	0.9900	101	15.7	65.8 - 92.9
50.0	0.9800	86.2	12.3	59.1 - 82.7
20.0	0.9500	68.0	8.41	50.1 - 69.0
10.0	0.9000	55.1	5.99	43.0 - 58.4
5.0	0.8000	42.7	4.00	35.6 - 47.6
3.0	0.6667	33.7	2.83	29.5 - 39.1
2.0	0.5000	26.3	2.11	23.9 - 31.6

Paramètres : mu = 3.268645; sigma = 0.578170

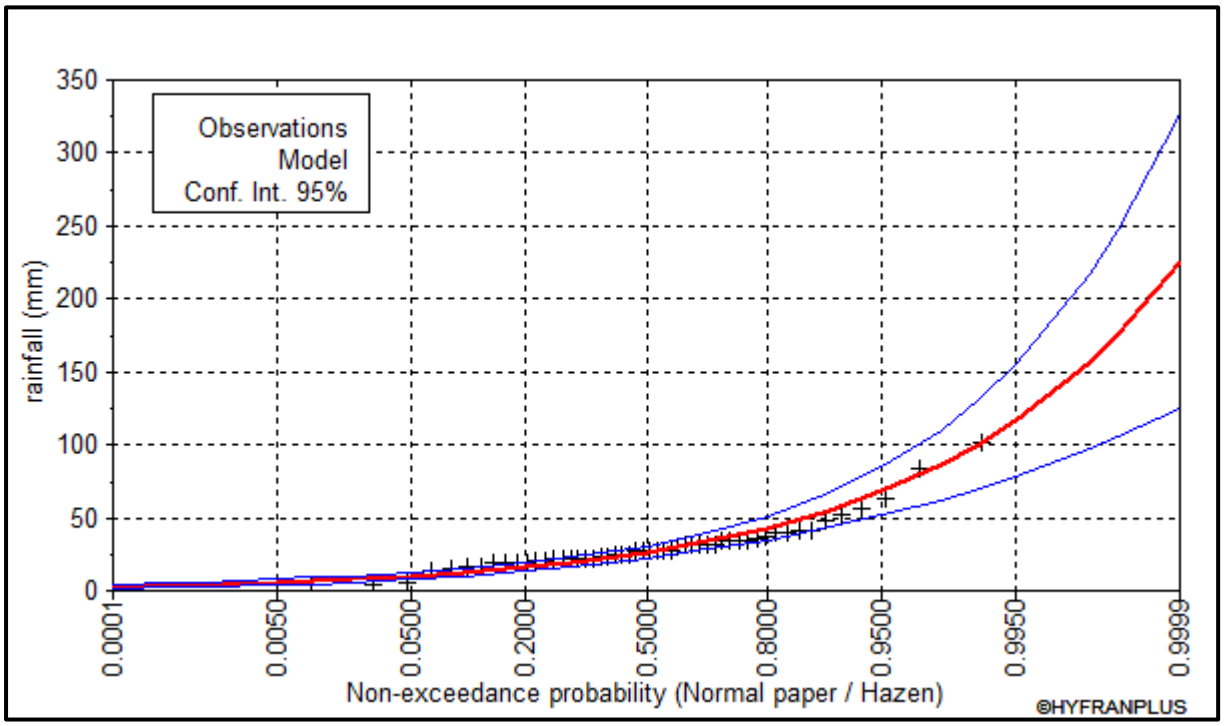


Figure III.12: Graphique d'ajustement à la loi de GATLON

Le tableau suivant compare les caractéristiques de la loi de Log Normal avec celles de l'échantillon.

Tableau III-19: Comparaison entre la loi de Log Normal et l'échantillon

Paramètre	Caractéristique de la Loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	4.50
Maximum	Aucun	101
Moyenne	30.4	30.4
Écart-type	17.3	17.3
Médiane	27.6	27.4
Coefficient de variation (Cv)	0.569	0.569
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.00
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	7.94

- **Comparaison entre les deux lois d'ajustement**

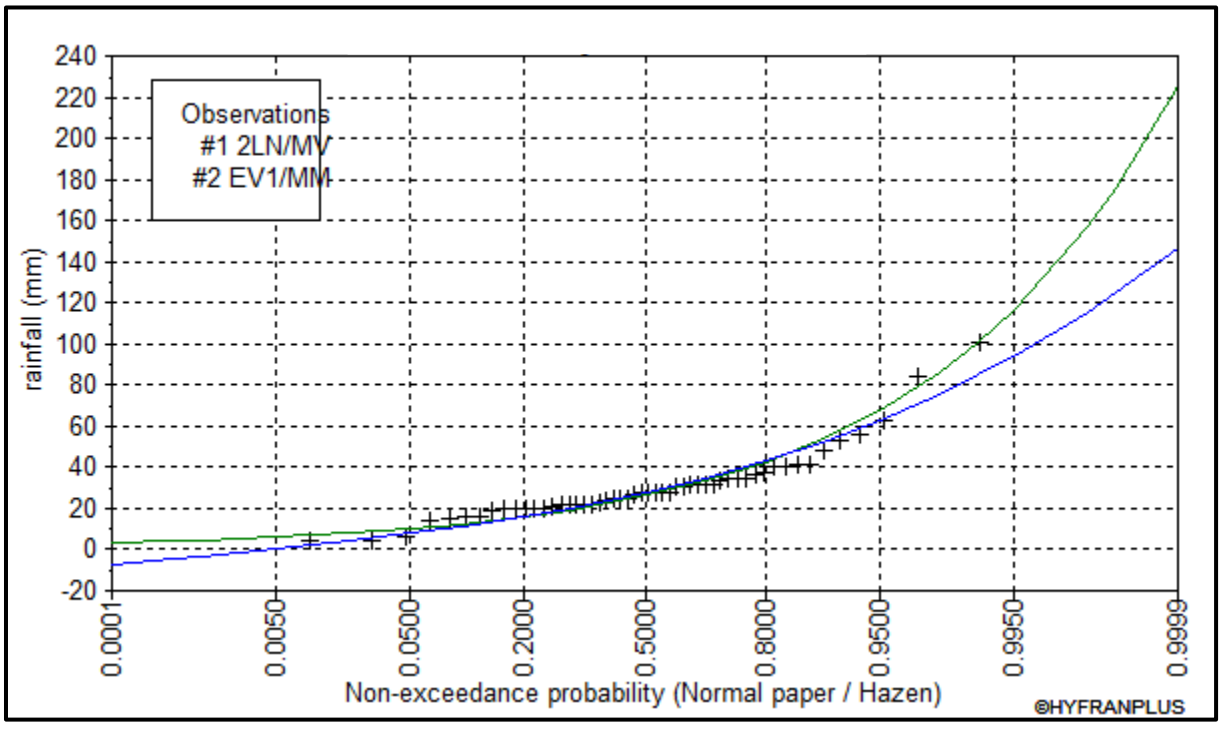


Figure III.13: Comparaison entre les Lois ajustement utilisées

III.5.3 Choix de la Loi d'ajustement

Dans l'analyse statistique, il est fréquent de constater des divergences entre la distribution empirique des données observées et celle prédite par une fonction de répartition théorique. Bien que la représentation graphique offre un premier aperçu de la compatibilité entre les données et divers modèles, elle s'avère limitée pour une identification rigoureuse de la loi théorique sous-jacente. Afin de surmonter cette insuffisance, le recours à un test statistique d'adéquation est indispensable. Ces tests permettent une évaluation comparative de plusieurs lois de probabilité, facilitant ainsi la sélection du modèle qui offre le meilleur ajustement aux données. Parmi les méthodes statistiques les plus couramment employées à cette fin figurent le test du $\chi 2$ (chi-carré) et le test de Kolmogorov-Smirnov.

- **Le test d'adéquation de χ 2**

L'objectif fondamental d'un test d'adéquation, ou test d'ajustement, réside dans la validation de la cohérence entre un modèle théorique et les données empiriques recueillies. Plus précisément, il s'agit de vérifier l'hypothèse selon laquelle les observations étudiées suivent une distribution probabiliste spécifique. Dans ce contexte, le test du $\chi 2$ (chi-carré) est une méthode statistique largement privilégiée.

La sélection de la loi théorique la plus appropriée repose sur une comparaison entre la valeur du $\chi 2$ calculée à partir de nos données et la valeur théorique correspondante, extraite des tables de la distribution du chi-carré. Cette comparaison est effectuée en fixant un niveau de risque α de 5 %, ce qui équivaut à un seuil de confiance de 95 %. L'analyse vise à déterminer si les divergences observées entre les fréquences empiriques et les fréquences théoriques sont statistiquement significatives.

Concrètement, si la valeur du $\chi 2$ calculée excède la valeur théorique tabulée, cela indique un désaccord notable entre les données observées et la distribution théorique envisagée, conduisant au rejet de cette dernière. Inversement, si la valeur du $\chi 2$ calculée est inférieure ou égale à la valeur théorique, nous ne disposons pas de preuves statistiques suffisantes pour rejeter l'hypothèse que les données suivent la loi théorique considérée, et celle-ci est donc acceptée comme un modèle plausible.

Le test du chi-carré ($\chi 2$) a été mis en œuvre avec un seuil de signification α conventionnellement fixé à 5 % et un nombre de degrés de liberté γ (Touaibia, 2015). Les critères de décision sont les suivants :

- Si χ^2 calculé > χ^2 théorique (tabulé) : La loi d'ajustement est rejetée.
- Si χ^2 calculé ≤ χ^2 théorique (tabulé) : La loi d'ajustement est acceptée.

Les résultats de l'application de ce test, obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN Plus, sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau III-20: Résultats du test de $\chi 2$

Loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre de classe	$\chi 2$ calculée	$\chi 2$ théorique (Tabulé)
Gumbel	6	9	7,54	12.592
Log Normale	6	9	6,50	12.592

Bien que le test du chi-carré n'ait pas rejeté les deux lois, la loi Log Normale a été privilégiée en raison de sa valeur de $\chi 2$ calculée légèrement inférieure (6,50 contre 7,54 pour Gumbel), suggérant un meilleur ajustement statistique, et potentiellement en accord avec la nature des données étudiées.

III.5.4 Pluie De Courte Durée

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

$$P_{cd} = P_{jmax\,p\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b} \qquad \textit{(III.26)}$$

Avec :

P_{cd} : pluie de courte durée (mm).

Pj max p% : pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm).

t : durée en heure.

B : exposant climatique (b=0,39 donnée par l'ANRH).

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

$$Ic = \frac{P_{cd}}{t} \qquad \textit{(III.27)}$$

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

Tableau III-21: Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

Période de retour	**100ans**		**50ans**		**20ans**		**10ans**		**5ans**	
Durée (h)	**Pcd (mm)**	**Ic (mm/h)**	**Pcd (mm)**	**Ic (mm/h)**	**Pcd (mm)**	**Ic (mm/h)**	**Pcd (mm)**	**Ic (mm/h)**	**Pcd (mm)**	**Ic (mm/h)**
0.25	17.03	68.12	14.54	58.14	11.47	45.87	9.29	37.16	7.20	28.80
1	29.24	29.24	24.96	24.96	19.69	19.69	15.95	15.95	12.36	12.36
2	38.32	19.16	32.71	16.35	25.80	12.90	20.91	10.45	16.20	8.10
3	44.89	14.96	38.31	12.77	30.22	10.07	24.49	8.16	18.98	6.33
4	50.22	12.55	42.86	10.71	33.81	8.45	27.40	6.85	21.23	5.31
5	54.78	10.96	46.75	9.35	36.88	7.38	29.89	5.98	23.16	4.63
6	58.82	9.80	50.20	8.37	39.60	6.60	32.09	5.35	24.87	4.14
7	62.46	8.92	53.31	7.62	42.05	6.01	34.08	4.87	26.41	3.77
8	65.80	8.23	56.16	7.02	44.30	5.54	35.90	4.49	27.82	3.48
9	68.90	7.66	58.80	6.53	46.39	5.15	37.59	4.18	29.13	3.24
10	71.79	7.18	61.27	6.13	48.33	4.83	39.16	3.92	30.35	3.03
11	74.50	6.77	63.59	5.78	50.16	4.56	40.65	3.70	31.50	2.86
12	77.08	6.42	65.78	5.48	51.89	4.32	42.05	3.50	32.59	2.72
13	79.52	6.12	67.87	5.22	53.54	4.12	43.38	3.34	33.62	2.59
14	81.85	5.85	69.86	4.99	55.11	3.94	44.65	3.19	34.60	2.47
15	84.08	5.61	71.76	4.78	56.61	3.77	45.87	3.06	35.55	2.37
16	86.23	5.39	73.59	4.60	58.05	3.63	47.04	2.94	36.45	2.28
17	88.29	5.19	75.35	4.43	59.44	3.50	48.17	2.83	37.33	2.20
18	90.28	5.02	77.05	4.28	60.78	3.38	49.25	2.74	38.17	2.12
19	92.20	4.85	78.69	4.14	62.08	3.27	50.30	2.65	38.98	2.05
20	94.07	4.70	80.28	4.01	63.33	3.17	51.32	2.57	39.77	1.99
21	95.87	4.57	81.83	3.90	64.55	3.07	52.30	2.49	40.53	1.93
22	97.63	4.44	83.32	3.79	65.73	2.99	53.26	2.42	41.28	1.88
23	99.34	4.32	84.78	3.69	66.88	2.91	54.19	2.36	42.00	1.83
24	101.00	4.21	86.20	3.59	68.00	2.83	55.10	2.30	42.70	1.78

À partir des résultats obtenus, des représentations graphiques ont été réalisées afin de tracer les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) et Pluie-Durée-Fréquence (PDF) pour des temps de retour de 5, 10, 20, 50 et 100 ans. Ces courbes permettent de visualiser la variation de l'intensité et de la hauteur des précipitations en fonction de leur durée et de leur fréquence.

Les figures suivantes présentent les résultats correspondants.

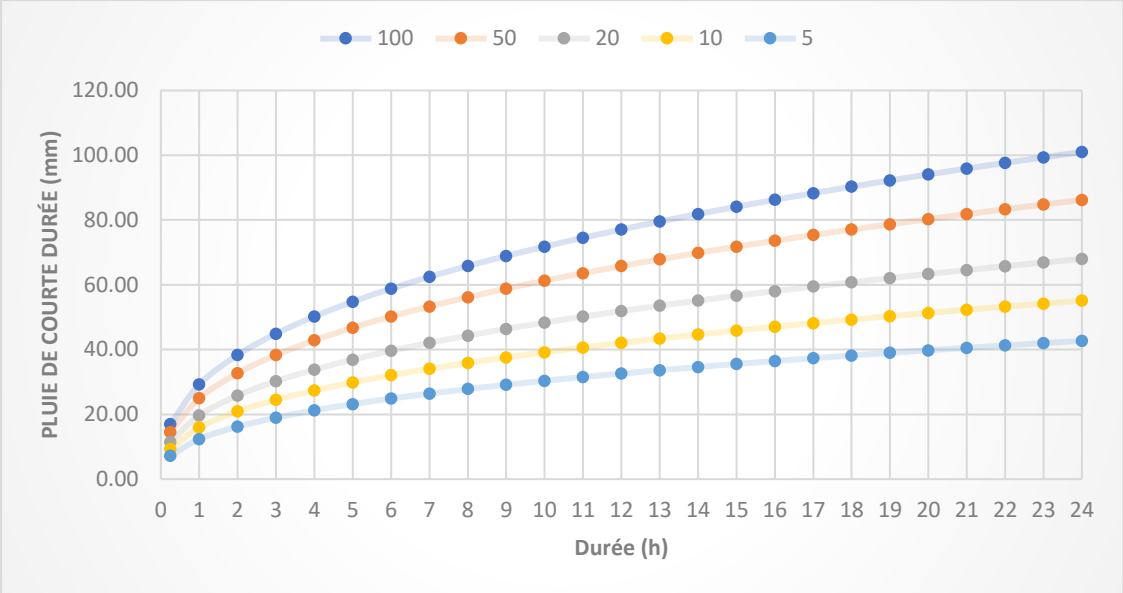


Figure III.14: Pluies de courtes durées pour des différentes périodes de retour

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

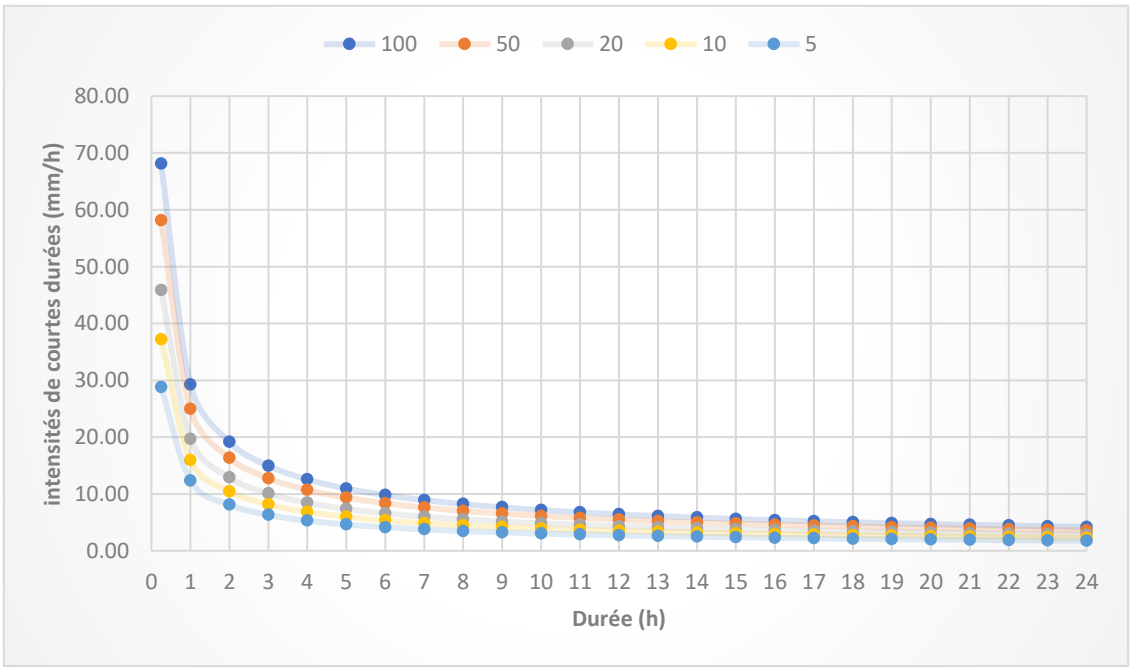


Figure III.15: Intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

III.5.5 Estimation des débits maximums fréquentiels

La gestion des risques d'inondation exige une évaluation préalable des crues potentielles, en particulier en ce qui concerne le débit de pointe et la forme de l'hydrogramme. Cependant, dans de nombreuses régions, dont celle étudiée, l'absence de stations hydrométriques et de séries de mesures sur les cours d'eau rend impossible l'utilisation directe de données observées.

Face à cette contrainte, il est nécessaire d'adopter des méthodes d'estimation basées sur des approches indirectes. Dans ce travail, trois méthodes complémentaires ont été choisies pour permettre l'évaluation des crues dans les bassins versants étudiés, en tenant compte des spécificités locales et de la disponibilité des données pluviométriques et morphologiques :

- Méthodes basées sur l'historique des crues
- Les méthodes probabilistes
- L'approche basée sur des formules empiriques
- La méthode Soil Conservation Service « SCS »

A. Méthodes basées sur l'historique des crues

Cette méthode très ancienne repose sur l'idée qu'on ne verra jamais pire que ce qu'on a déjà vu dans un passé suffisamment répandu. Elle est toujours utilisée lorsqu'on ne dispose pas d'observations sur le débit maximum enregistré lors d'une crue exceptionnelle et où actuellement, on a la tendance à l'oublier. L'information déduite des crues historiques est précieuse et constitue une banque de données très importante. Elle peut être définie comme l'étude des crues anciennes antérieures à leur mesure directe par des techniques modernes, dont le but est de définir des crues des périodes Historiques en vue de compléter les données existantes, De les comparer avec d'autres méthodes et d'améliorer le degré de précision des valeurs résultant de l'applications des méthodes d'extrapolation statistiques.

B. Les méthodes probabilistes

Que l'on peut ranger en :

- Méthodes à échantillonnage fixé comme la méthode maximum annuelle qui est simple et très répondue dans le monde et qui reste très insuffisante pour des Échantillons de taille inférieure à 30.

- Méthodes hydrométéorologiques comme les méthodes de Gradex mes valable pour des bassins versants limités (S<20000Km^2) et homogènes.
- Méthodes stochastiques très utilisées pour simuler des variables complexes par la modélisation statistique du processus à l'échelle journalière et mensuelle. Cependant, elles contrôlent très mal les incertitudes (Masson, 1991)
- Méthodes du type renouvellement dont le principe est de probabilisé d'une part les débits de toutes les crues qui dépassent un certain seuil critique et d'autre part.

C. Les méthodes empiriques utilisées

Cette approche utilise des relations entre le débit de crue, la surface du bassin, la pluie et la période de retour. Des formules classiques comme celles de Giandotti**,** Turazza ou Sokolovsky sont souvent appliquées.

En Algérie, ces méthodes sont largement utilisées et adaptées aux conditions locales. Les principales formules employées sont présentées ci-après :

❖ Formule de Turraza

Cette formule est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations car elle fait appel également au temps de concentration (tc) du bassin, i.e. le temps requis pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus en amont du bassin arrive jusqu'à l'exutoire. Elle peut s'exprimer ainsi (EMI, 1999).

$$Qp\% = \frac{C \times Ip\% \times s}{3.6} \qquad \textbf{(III.28)}$$

Avec :

Qp%= Débit maximum de fréquence (P%) en m^3/s

Ip%= Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration Tc.

S= superficie du bassin versants

C= Coefficient de ruissellement lié à la probabilité d'occurrence.

Tableau III-22: Intensité de pluies pour une durée égale à Tc

Période de retour (ans)	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Ic(mm/h)	6.78	8.75	10.79	13.69	16.04

Le coefficient de ruissellement moyen du bassin versant a été estimé à 0.44**,** en tenant compte des différentes classes d'occupation du sol et des valeurs de référence proposées par Casenave et Lavabre (1993)**.** Ce coefficient représente une valeur moyenne pour des événements courants.

Cependant, pour les événements extrêmes associés à différentes périodes de retour, il est nécessaire de majorer ce coefficient afin de refléter l'augmentation de l'intensité et du volume des précipitations. Cette majoration est réalisée à l'aide de coefficients multiplicateurs dépendant du temps de retour T, comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau III-23: les valeurs de coefficient de ruissellement

Période de retour (ans)	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Cr	0.44	0.48	0.53	0.57	0.62

- **Formule de Giandotti**

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en La méthode de Giandotti s'inspire des lois de ruissellement basées sur les caractéristiques morphométriques du bassin versant Cette formule donnée de résultats satisfaisants, particulièrement pour les bassins typiquement montagneux

$$Qmax = \frac{C \times S \times \sqrt{Hmoy - Hmin}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \times Pdc \qquad \textbf{\textit{(III.29)}}$$

S : surface en km2 ;

Hmoy: altitude moyenne en m;

Hmin : altitude minimale en m

L : longueur du cours d'eau principale en km ;

C : Coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166

Ptc : pluie durant le temps de concentration Tc (mm).

Tableau III-24: Pluie durant le temps de concentration Tc

Période de retour (ans)	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Pdc (mm)	18.15	23.42	28.91	36.65	42.94

- **La méthode de SOKOLOVSKY**

Selon cet auteur, la crue est considérée comme un débit max généré par une averse (une pluie) de courte durée correspondant au temps de concentration. Le temps demontée de la crue est donc pris égal au temps de concentration. (Bennis, 2004)

$$Qmax = \frac{0.28 \times (Pct - H0) \times \propto \times S \times f}{Tc} \qquad \textbf{(III.30)}$$

Avec :

S : Superficie du bassin [Km²].

Tc : temps de concentration[h].

Pct : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H0=7 mm.

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

f : Coefficient de forme de la crue.

0.28 : Coefficient de changement d'unité.

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \qquad \textbf{(III.31)}$$

Pour S ≤ 50 Km2 on a γ = 2

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

Pour bassin boisé, sol perméable on a γ = (3 ÷ 4)

α : Coefficient de ruissellement est calculé par la formule :

$$\propto = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \qquad \textbf{(III.32)}$$

Avec :

Xp%, : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps Tc.

Les débits de crues de bassin versant calculés par les différentes formules sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-25: Débits maximums pour les trois formules

Période de retour (ans)	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Formule de Turazza (m3/s)	23.00	32.65	43.92	60.37	76.14
Formule de Giandotti (m3/s)	26.28	33.92	41.87	53.08	62.19
Formule de SOKOLOVSKY (m3/s)	9.08	16.76	25.98	40.46	53.18

D. La méthode Soil Conservation Service « SCS »

La méthode SCS-CN (Soil Conservation Service – Curve Number) est une approche conceptuelle développée dans les années 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service). Elle repose sur une formulation empirique de la relation entre les précipitations et le ruissellement direct.

Son principal avantage réside dans la simplicité des données requises : seuls le **type de sol** et l'**occupation du sol** sont nécessaires pour son application. Grâce à cette simplicité, la méthode a été largement intégrée dans de nombreux modèles hydrologiques et d'érosion, parmi lesquels :

- **SWAT** (Arnold et al., 1996),
- **HEC-HMS** (US Army Corps of Engineers, 2011),
- **AFFDEF** (Montanari et al., 2004),
- **AGNPS** (Minnesota Pollution Control Agency, 1987).

La méthode SCS-CN est généralement applicable à des bassins versants de superficie comprise entre 0,25 hectare et 100 km², ce qui la rend adaptée à de nombreux contextes hydrologiques.

La méthode SCS-CN suppose qu'une pluie d'une période de retour donnée engendre un ruissellement de même période. Le choix de la durée de la pluie et du pas de temps de calcul dépend du temps de réponse du bassin versant, défini comme l'intervalle entre le centre de gravité de la pluie et le pic de débit.

En l'absence de données hydrométriques, ce temps est estimé à partir du temps de concentration Tc par une formule empirique. L'hydrogramme unitaire est ensuite représenté sous forme triangulaire, selon l'hypothèse simplificatrice proposée par le SCS.

$$\frac{1}{3Tc} < D < \frac{2}{3Tc}$$

Ce Hydrogramme est caractérisé par :

Qp : Le débit de pointe

Tp : Le temps à la pointe $Tp = \frac{D}{2} + 0.6 * Tc$

Tb : Le temps de base Tb = Tp + Tr

Tr : le temps de décrue de l'hydrogramme Le rapport entre Tr est Tp se présente sous forme de constante tel que : Tr = 1.67 T

Le modèle SCS repose sur le principe que la précipitation totale reçue par un bassin versant se répartit en trois composantes principales :

- La pluie efficace (Peff) qui génère le ruissellement,
- Les pertes initiales (Ia) correspondant à l'infiltration et au stockage en début d'événement,
- Et la rétention (F) liée aux capacités de stockage du sol pendant l'événement pluvieux.

Ce schéma simplifié permet d'estimer le volume de ruissellement à partir de données météorologiques et pédologiques de base.

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

$$\frac{F}{s} = \frac{Peff}{P - Ia} \qquad \textbf{(III.33)}$$

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

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

$$F = (P - Ia) - Peff \qquad \textbf{(III.34)}$$

On obtient :

$$Peff = \frac{(P - I)^2}{(P - Ia) + S} \qquad \textbf{(III.35)}$$

À partir de l'analyse de nombreuses averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre les pertes initiales Ia et la rétention potentielle maximale S, définie par :

$$Ia = 0{,}2 \cdot S \qquad \textbf{(III.36)}$$

On obtient la relation :

$$Peff = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \qquad \textbf{(III.37)}$$

Afin d'estimer la seule inconnue de l'équation, à savoir la rétention potentielle maximale S, le SCS a introduit l'indice de ruissellement CN (Curve Number)**.** Cet indice, compris entre 0 et 100, dépend du type de sol, de l'occupation du sol et de l'humidité antécédente.

La relation entre S et le CN est donnée par la formule suivante :

$$CN = \frac{25400}{S + 25} \qquad \textbf{(III.38)}$$

Le Curve Number (CN) est principalement déterminé en fonction du type de sol et de l'occupation du sol (ou couverture végétale) dans le bassin versant.
Le NRCS a classé les sols en quatre groupes hydrologiques (A, B, C, D) selon leur potentiel d'infiltration, allant du plus perméable (A) au moins perméable (D).

Tableau III-26: Classification des sols selon NRCS

Groupe	Description du sol	Potentiel d'infiltration	Exemples
A	Sols sablonneux, profonds, bien drainés	Très élevé	Sables, loams sableux
B	Sols à texture moyenne, avec perméabilité modérée	Élevé	Limons, loams, loams limoneux
C	Sols à texture fine, moins perméables	Faible	Argiles limoneuses, limons argileux
D	Sols très argileux, peu perméables ou présentant une nappe phréatique peu profonde	Très faible	Argiles lourdes, zones compactées

Lorsque le bassin versant présente plusieurs types de sols et d'occupations du sol, il est nécessaire de calculer un CN moyen pondéré, appelé CN composite. Il est obtenu par la formule suivante :

$$CNp = \frac{\sum(CNi \times Si)}{\sum Si} \qquad \textbf{(III.39)}$$

Où :

- CNi est le Curve Number de la classe i,
- Si est la superficie correspondante à cette classe,
- La somme est faite sur l'ensemble des classes du bassin.

Voici les valeurs CN associé de chaque Type d'occupation de sol :

Tableau III-27: CN selon le Type d'occupation de sol

Occupation de sol	Classes de sols			
	A	B	C	D
Terres agricoles	72	81	88	91
Forêt	36	60	79	79
Zone urbaine	80	85	90	95
Terrain nu	77	86	91	94
Parcours	68	79	86	90

Une carte d'occupation du sol a été produite pour le bassin versant étudier à l'aide du logiciel ArcGIS, afin de permettre l'estimation des paramètres nécessaires à l'analyse hydrologique.

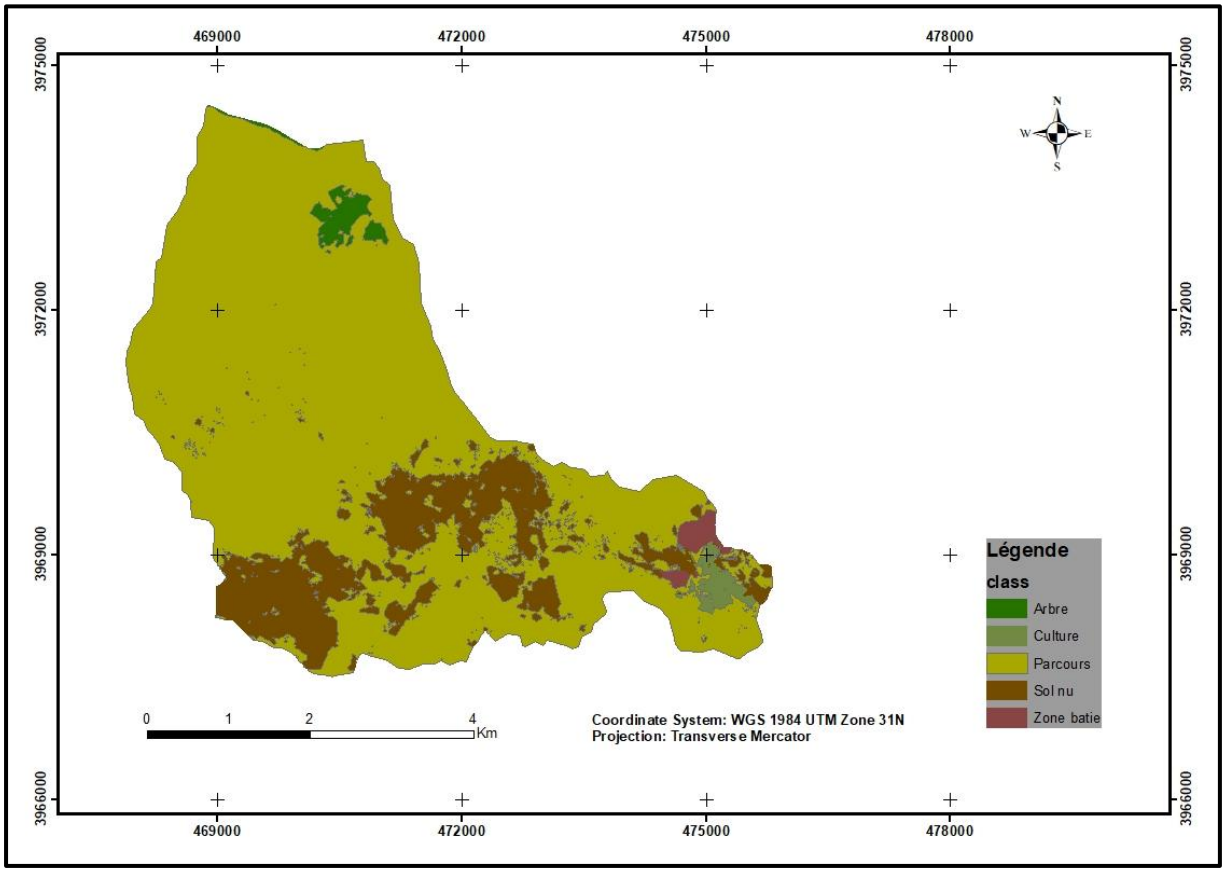


Figure III.16: Carte d'occupation du sol du bassin versant d'Adjlana

Afin d'évaluer précisément la valeur pondérée du Curve Number (CN) pour la classe D, il convient de détailler la répartition de l'occupation du sol ainsi que les CN correspondants à chaque catégorie, comme présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-28: Calcule de CN pondéré

Occupation	Surface (%)	CN classe D	CN pondéré (CN × Surface)
Zone urbaine	0.90	95	0.009 × 95 = 0.86
Terrain nu	16.32	94	0.16× 94 = 15.34
Parcours	80.25	90	0.80 × 90 = 72.22
Terres agricoles	1.11	91	0.011 × 91 = 1.01
Forêt	1.42	79	0.014 × 79 = 1.12
Total CN pondéré			90.55

Les résultats obtenus concernant l'occupation du sol dans le bassin versant sont présentés ci-dessous :

Tableau III-29: résultats d'occupation de sols

Paramètre	Valeur (mm)
Capacité S	26.5
Pertes initiales Ia	5.3

Pour appliquer la méthode SCS aux sous-bassins versants, il est nécessaire de recourir à une modélisation informatique, que nous avons réalisée à l'aide du logiciel HEC-HMS dans le cadre de cette étude.

❖ Analyse Hydrologique et Simulation du Ruissellement via HEC-HMS

La modélisation hydrologique constitue une étape essentielle dans l'évaluation du comportement hydrologique d'un bassin versant face à un événement pluvieux. Dans le cadre de cette étude, le logiciel HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System*), développé par le US Army Corps of Engineers, a été utilisé pour simuler le ruissellement généré par des précipitations de projet sur le bassin versant d'Adjlana (Wilaya de Médéa).

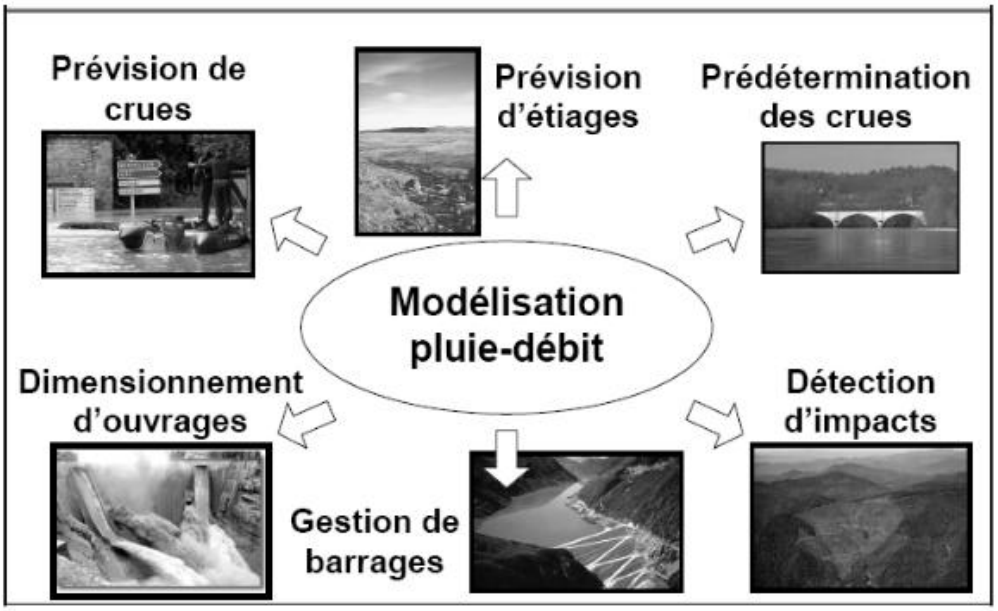


Figure III.17: Fonctions et utilités des modèles hydrologiques (P. Hubert & J. Cunge,1982)

- **Présentation du logiciel HEC-HMS**

Le modèle HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System) constitue un outil puissant et polyvalent développé par le Corps des ingénieurs de l'armée américaine. Il permet la simulation détaillée des processus hydrologiques à l'échelle du bassin versant. Parmi ses principales fonctionnalités, on distingue :

- L'estimation des pertes initiales dues à l'infiltration et au stockage de surface,
- La transformation pluie-débit à l'aide de méthodes telles que la méthode SCS,
- La modélisation de l'écoulement concentré dans le réseau hydrographique,
- L'intégration des précipitations issues de scénarios variés (observés, hypothétiques ou historiques).

HEC-HMS est largement utilisé dans les études d'aménagement du territoire, la gestion durable des ressources en eau, l'analyse du risque inondation, ainsi que dans la conception et le dimensionnement des infrastructures hydrauliques. Sa compatibilité avec d'autres outils SIG en fait un logiciel adapté aux applications à la fois opérationnelles et scientifiques.

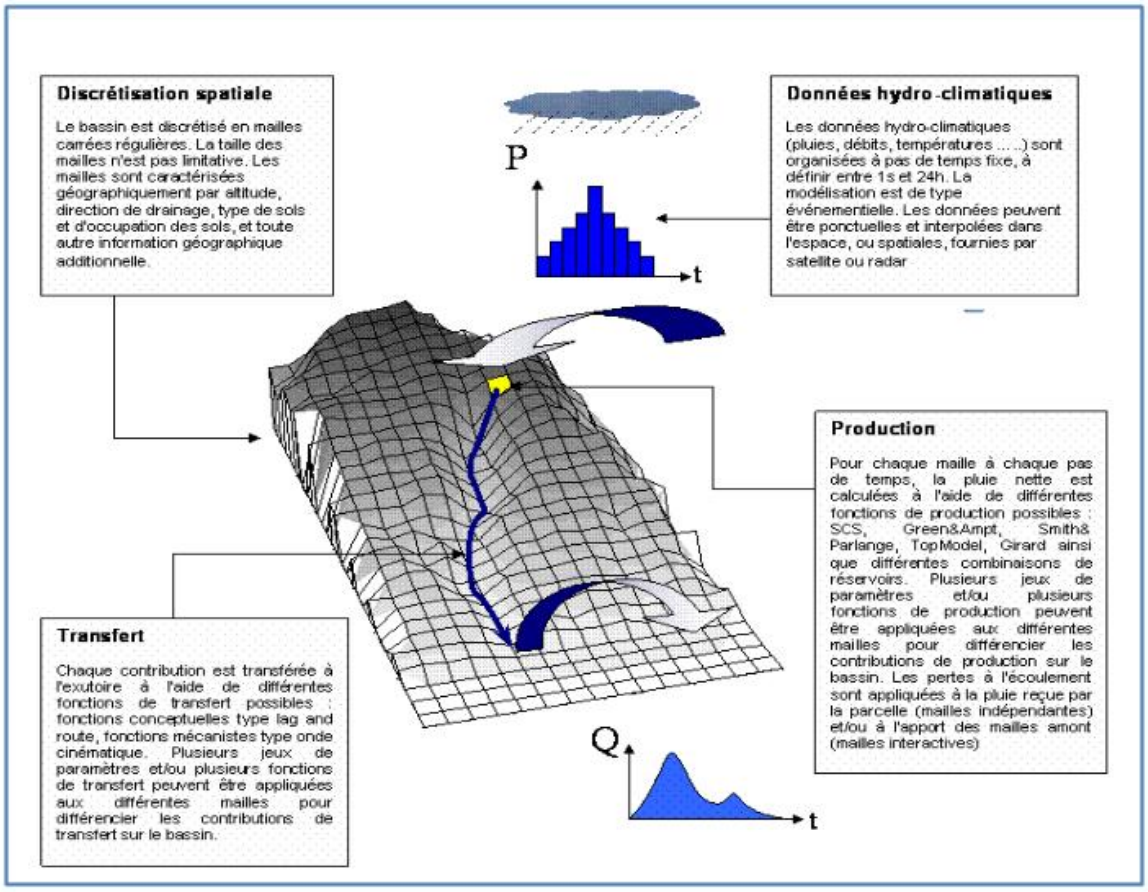
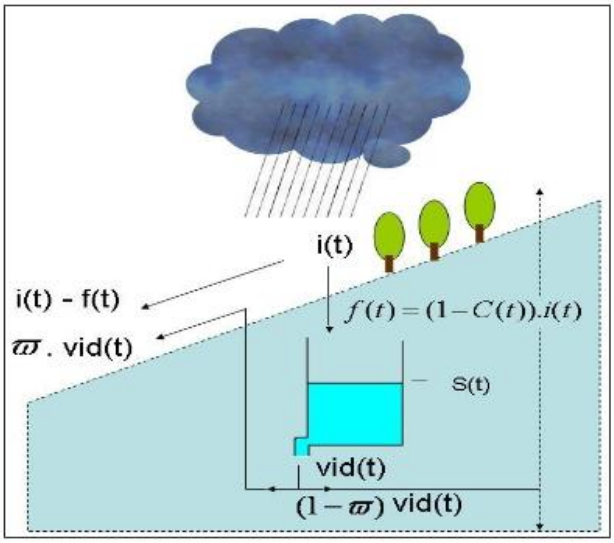


Figure III.18: Structure de modèles (pluie – débit) (USACE-HEC, 2010)

- **Données utilisées**

Pour alimenter le modèle HEC-HMS, les données suivantes ont été collectées et traitées :

- Données topographiques : un Modèle Numérique de Terrain (MNT) traité dans QGIS a permis de délimiter le bassin versant et de générer le réseau hydrographique.
- Occupation du sol : utilisée pour déterminer les valeurs du *Curve Number* (CN) selon la méthode SCS.
- Paramètres du sol : issus de la carte géologique de la région (dominance de marnes sensibles à l'érosion et alluvions limoneuses), justifiant le choix de la **classe D** des sols.
- Pluviométrie de projet : les hauteurs de pluie pour différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50, 100 ans) ont été intégrées sous forme de tempêtes hypothétiques de type SCS.



Le modèle comporte 3 paramètres: S ou CN, DS, ω

S, en mm = la capacité maximale du réservoir sol

CN, adimensionnel = le Curve Number du modèle SCS original

DS, en jour^{-1} = coefficient de la vidange exponentielle de la lame infiltrée

ω, ad. = fraction de la vidange qui participe au ruissellement

Figure III.19: Exemple Fonctions de production SCS (USACE-HEC, 2010)

- **Méthodologie de modélisation**

Le processus de modélisation a été réalisé selon les étapes suivantes :

a) Préparation du modèle du bassin :

- Le bassin versant a été importé dans HEC-HMS
- Les limites, sous-bassins, nœuds et exutoires ont été définis automatiquement ou manuellement.

b) Définition des méthodes hydrologiques :

- Les composants suivants ont été assignés au modèle :

Tableau III-30: les composant de modèle

Composant	Méthode utilisée	Paramètres clés
Perte	SCS Curve Number	CN pondéré = 90.55 ; Ia = (0.2 × S)
Transformation	SCS Unit Hydrograph	Lag Time = 0.6×Tc= 97 min
Baseflow	None	(Non pris en compte dans cette étude)
Routing	Lag	Si le réseau de drainage est significatif

- **Présentation des Résultats de la Simulation Hydrologique**

La simulation réalisée avec le logiciel HEC-HMS s'est appuyée sur une procédure méthodique comprenant plusieurs étapes clés :

- La définition du schéma du bassin versant avec ses caractéristiques physiques et hydrologiques,
- L'intégration des données pluviométriques via la création d'un modèle météorologique adapté,
- La configuration des paramètres temporels dans le modèle de contrôle,
- L'exécution des scénarios de simulation.

Dans cette étude, des événements de précipitations associés à des périodes de retour de 5 ,10, 20, 50 et 100 ans ont été simulés. Le modèle a mobilisé la méthode SCS-CN pour l'estimation des pertes initiales et la méthode SCS pour la génération de l'hydrogramme unitaire. Les résultats issus de cette modélisation permettent d'analyser la réponse hydrologique du bassin face à des événements pluviométriques de différentes intensités.

a) La Période de Retour 5 ans :

Résultats de simulation pour la période de retour 5 ans sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-31: Résultats de simulation pour la période de retour 5ans

La surface drainée (Km)	27.8
Débit de point (m3/s)	16.0
Temps de pic	13h41
Volume (10^3 m3)	8.31

L'hydrogramme correspondant à une crue de 5 ans est obtenu :

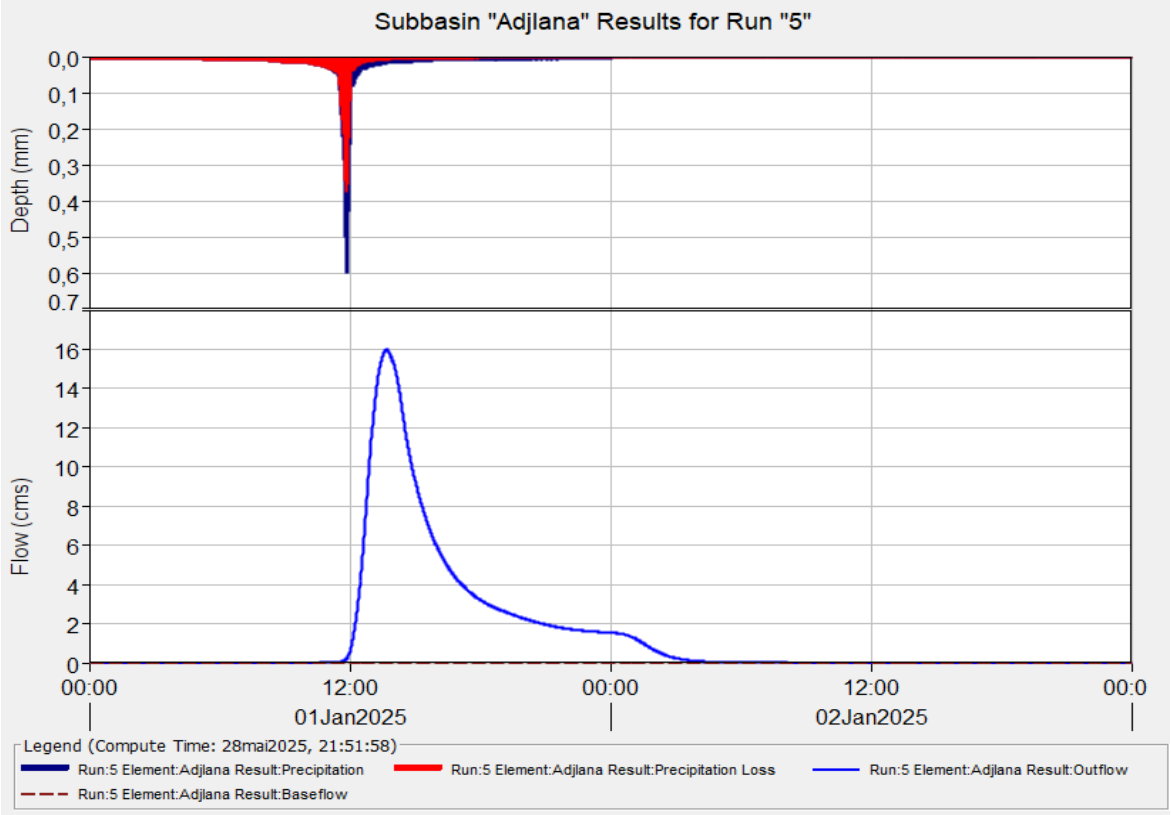


Figure III.20: hydrogramme de crue de 5ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 13h41, avec un débit maximal de 16 m³/s

b) La Période de Retour 10 ans :

Résultats de simulation pour la période de retour 10 ans sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-32: Résultats de simulation pour la période de retour 10ans

La surface drainée (Km)	27.8
Débit de point (m3/s)	27.1
Temps de pic	13h39
Volume (10^3 m3)	373.7

L'hydrogramme correspondant à une crue de 10 ans est obtenu :

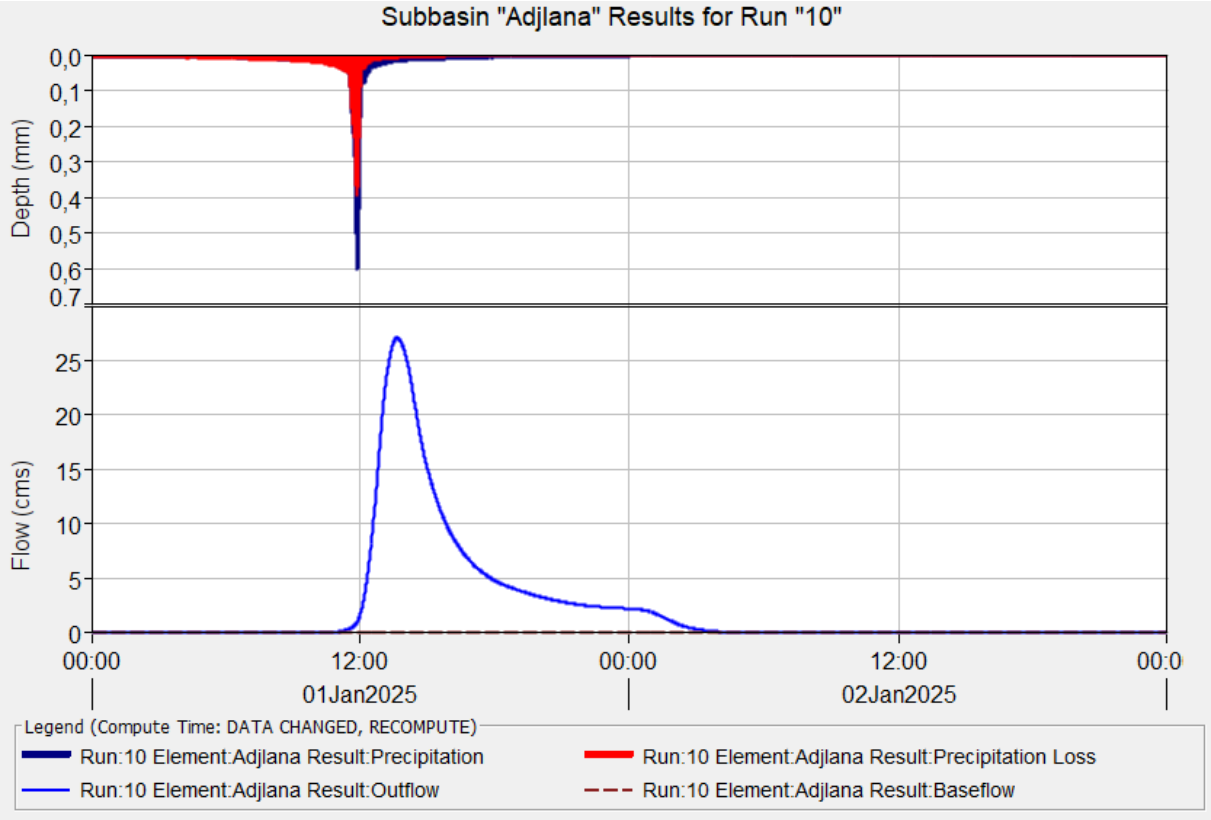


Figure III.21: hydrogramme de crue de 10ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 13h39, avec un débit maximal de 27.1 m³/s

c) La Période de Retour 20 ans :

Résultats de simulation pour la période de retour 20 ans sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-33: Résultats de simulation pour la période de retour 20ans

La surface drainée (Km)	27.8
Débit de point (m3/s)	39.8
Temps de pic	13h37
Volume (10^3 m3)	536.9

L'hydrogramme correspondant à une crue de 20 ans est obtenu :

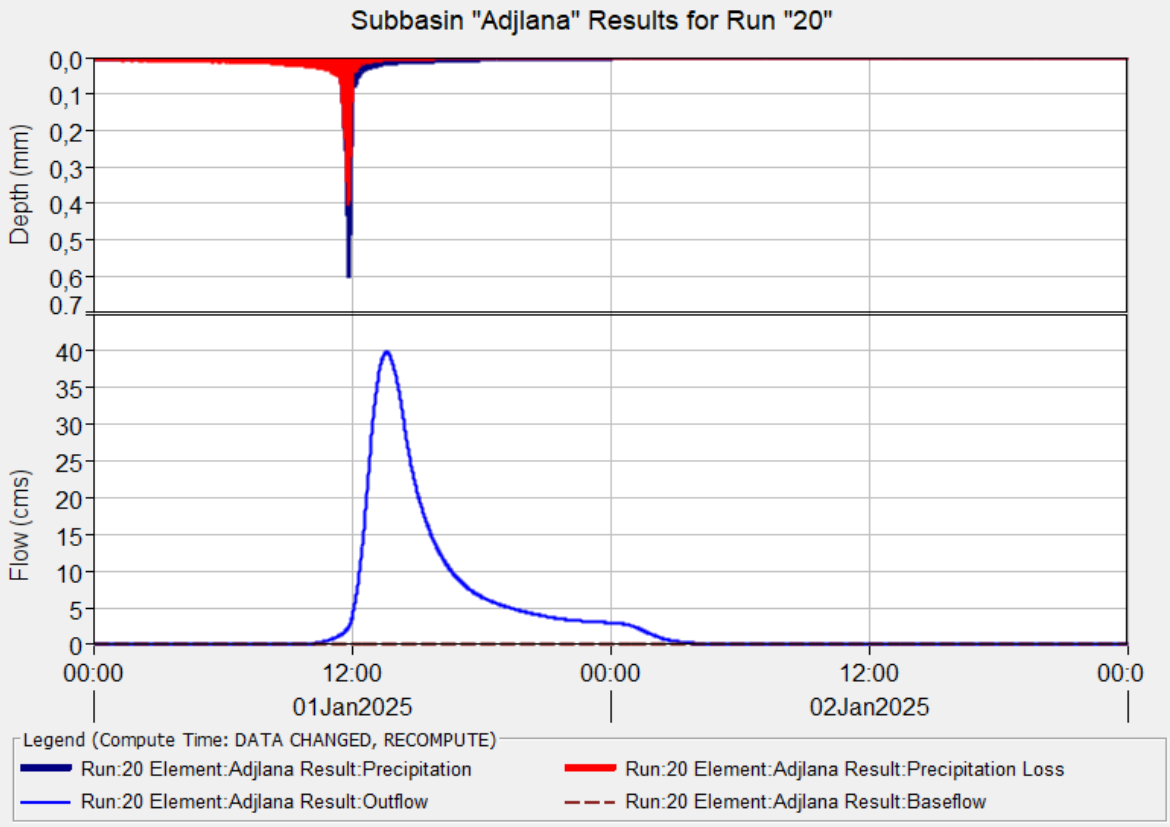


Figure III.22: hydrogramme de crue de 20ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 13h37, avec un débit maximal de 39.8 m³/s

d) La Période de Retour 50 ans :

Résultats de simulation pour la période de retour 50 ans sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-34: Résultats de simulation pour la période de retour 50ans

La surface drainée (Km)	27.8
Débit de point (m3/s)	58.9
Temps de pic	13h36
Volume (10^3 m3)	783.5

L'hydrogramme correspondant à une crue de 50 ans est obtenu :

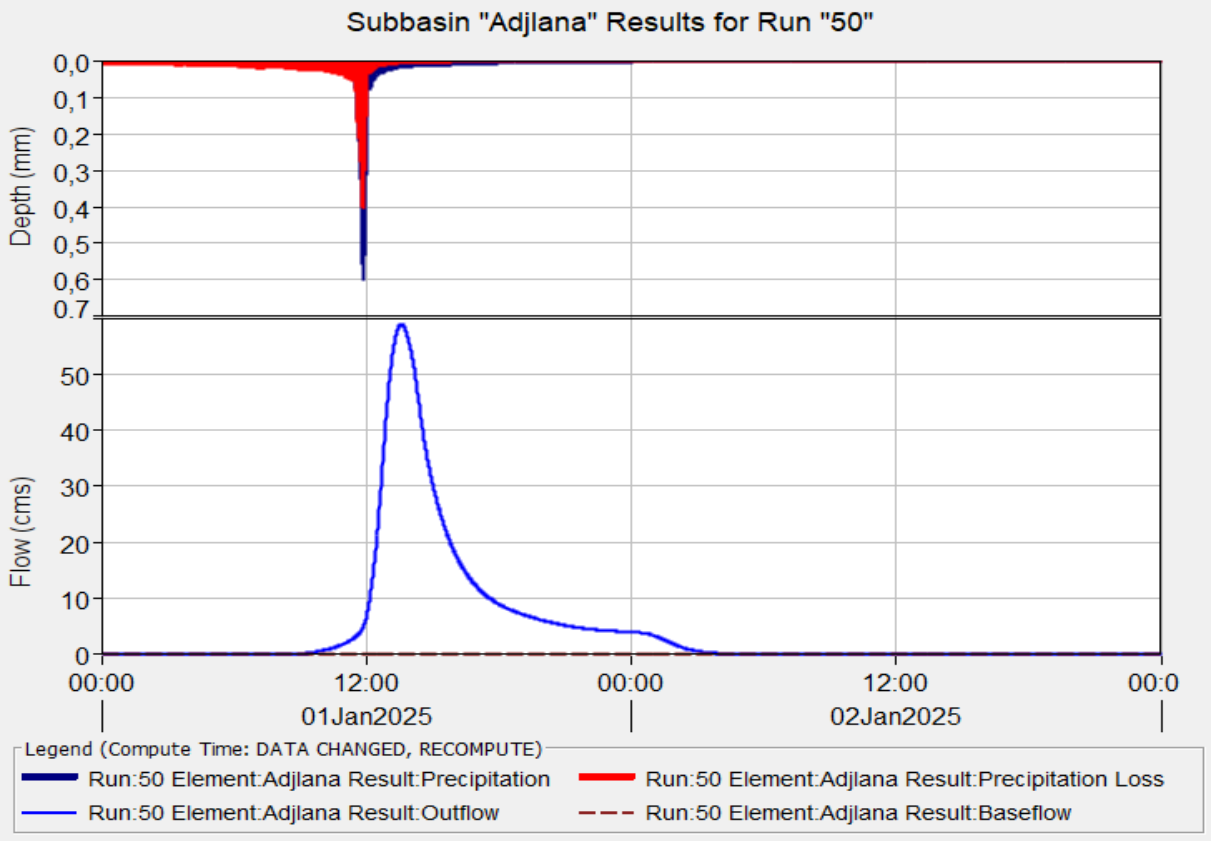


Figure III.23: hydrogramme de crue de 50ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 13h36, avec un débit maximal de 58.9 m³/s

e) La Période de Retour 100 ans :

Résultats de simulation pour la période de retour 100 ans sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-35: Résultats de simulation pour la période de retour 100ans

La surface drainée (Km)	27.8
Débit de point (m3/s)	75.0
Temps de pic	13h35
Volume (10^3 m3)	993.3

L'hydrogramme correspondant à une crue de 100 ans est obtenu :

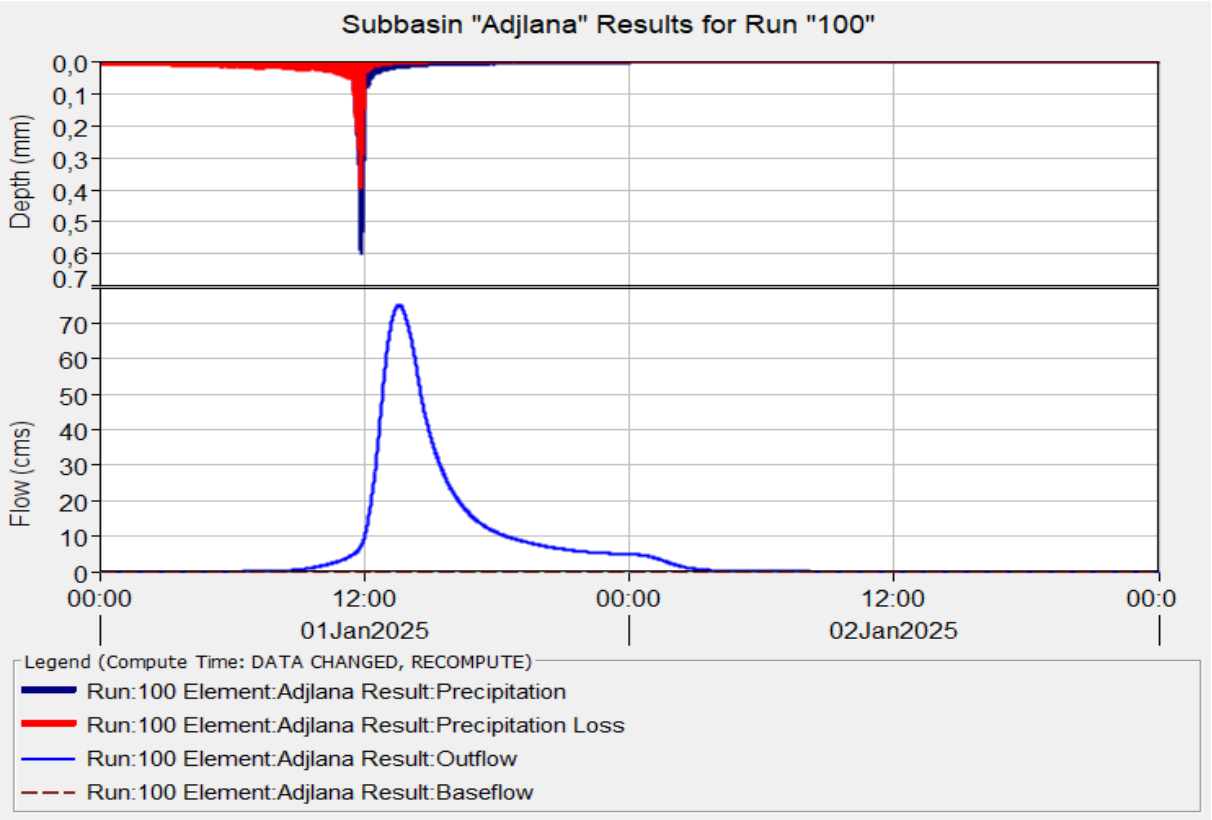


Figure III.24: hydrogramme de crue de 100ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 13h35, avec un débit maximal de 75.0 m³/s

Les débits de crues de bassin versant calculés par la méthode SCS sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III-36: Résultats des débits calculés par la méthode SCS en m3/s

Période de retour (ans)	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Débit de point (m^3/s)	16.0	27.1	39.8	58.9	75.0

E. Analyse des résultats de crue pour les périodes de retour

Voici les résultats d'estimation des débits maximums pour le bassin versant étudier :

Tableau III-37: Résultats d'estimation des débits maximums

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
Formule de Turazza (m3/s)	23.00	32.65	43.92	60.37	76.14
Formule de Giandotti (m3/s)	26.28	33.92	41.87	53.08	62.19
Formule de SOKOLOVSKY (m3/s)	9.08	16.76	25.98	40.46	53.18
La méthode SCS-CN	16.0	27.1	39.8	58.9	75.0

Les estimations des débits maximums calculés selon différentes formules et méthodes présentent des valeurs variables en fonction de la période de retour considérée. La formule de Turazza fournit les valeurs les plus élevées, allant de 23,00 m³/s pour une période de retour de 5 ans à 76,14 m³/s pour une période centennale. La formule de Giandotti donne des débits légèrement inférieurs, tandis que la méthode de Sokolovsky fournit systématiquement les valeurs les plus faibles, avec un débit de 9,08 m³/s pour 5 ans et 53,18 m³/s pour 100 ans. La méthode SCS-CN propose des résultats intermédiaires, avec 16,0 m³/s pour 5 ans et 75,0 m³/s pour 100 ans.

Ces différences s'expliquent par la nature des méthodes : les formules de Turazza, Giandotti et Sokolovsky reposent sur des approches empiriques basées sur des données statistiques et hydrométriques spécifiques à certaines régions, tandis que la méthode SCS-CN est fondée sur une approche physique tenant compte des caractéristiques du sol, du couvert végétal et des conditions pluviométriques.

Dans le cadre de cette étude sur le bassin versant de Adjlana, caractérisé par un relief marqué et une diversité de couvertures terrestres, la méthode SCS-CN est recommandée pour l'estimation des débits de crue. Cette méthode offre une meilleure représentation du comportement réel du ruissellement, en intégrant des paramètres spécifiques au bassin, ce qui permet une estimation plus fiable et adaptée aux conditions locales.

De plus, la méthode SCS-CN bénéficie d'une large reconnaissance scientifique et technique dans le domaine de l'hydrologie appliquée, facilitant la comparaison avec d'autres études et l'intégration dans des outils de modélisation hydrologique.

III.5.6 Hydrogramme de crue

Il s'agit d'une courbe illustrant l'évolution des débits au fil du temps pendant une crue. Elle permet d'estimer plusieurs caractéristiques de la crue, telles que sa forme, son volume, le temps de montée et le temps de base. Pour tracer l'hydrogramme, nous utilisons la méthode de Sokolovsky (Touaibia, 2015).

La méthode repose sur la construction d'un hydrogramme de crue en deux phases, chacune modélisée par une parabole distincte : une première pour la montée progressive du débit, et une seconde pour sa décrue.

- **Phase d'ascension (montée de la crue) :**

  Le débit à un instant t s'exprime par la relation :

$$Q(t) = Qmax \times (\frac{t}{Tc})^n \qquad \textbf{(III.40)}$$

Où pour les petits bassins, le temps de concentration Tc est assimilé au temps de montée Tm.

Qmax : correspond au débit de pointe,

Tc : représente le temps de concentration du bassin (en heures),

n : fixé à 4, contrôle la forme de la montée.

- **Phase de décroissance (descente de la crue) :**

La décrue est modélisée par :

$$Q(t) = Qmax \times (\frac{Tb - t}{Td})^m \qquad \textbf{(III.41)}$$

Avec :

Tm=Tc le temps de montée,

Td=δ×Tm le temps de décrue, où δ est un coefficient caractéristique du bassin,

Tb=Tm+Td le temps total de base,

m, égal à 3, détermine la pente de la décrue.

Le coefficient δ incarne la nature même du bassin versant et son influence sur la forme de l'hydrogramme. Il varie selon la taille, la perméabilité des sols et la couverture végétale, comme le montre ce tableau :

Tableau III-38: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ)

Type de cours d'eau et bassin	**Valeurs typiques de δ**
Petits ruisseaux et vallées peu végétalisés, sols imperméables	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau dans des bassins vallonnés ou perméables, rivières moyennes avec terrasses	3,0 – 4,0
Rivières moyennes à grandes avec vastes plaines d'inondation	4,0 – 7,0

Ainsi, δ reflète le temps de réponse à la décrue : plus il est élevé, plus la descente du débit est lente et étalée.

Les paramètres utilisés pour le calcul de l'hydrogramme de crue sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau III-39: Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue

Paramètre	**Symbole**	**Valeur**	**Unité**	**Remarques**
Débit de pointe	Qmax	16.0 – 75.0	m^3/s	Selon la période de retour (5 à 100 ans)
Temps de concentration	Tc	2.677	heures	Déterminé à partir des caractéristiques du bassin
Temps de montée	Tm	2.677	heures	Tm=Tc
Coefficient de décrue	δ	3.0	—	Valeur moyenne pour bassin moyennement perméable
Temps de décrue	Td	8.031	heures	Td=δ×Tm
Temps de base	Tb	10.708	heures	Tb=Tm+Td
Exposant montée	n	4	—	Paramètre typique pour la branche de montée (forme parabolique)
Exposant décrue	m	3	—	Paramètre typique pour la branche de décrue (forme parabolique)
Pas de temps utilisé	—	0.1	heure	Pour le calcul des valeurs Q(t)

Le tableau suivant présente les valeurs de l'hydrogramme de crue calculée selon la méthode de Sokoloveski, pour différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50 et 100 ans), avec un pas de temps de 0,1 heure :

Tableau III-40: Débits centennaux en fonction du temps pour la zone d'étude.

Temps (h)	Période de retour				
	5ans	**10ans**	**20ans**	**50ans**	**100ans**
0	0	0	0	0	0
0.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.3	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
0.4	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04
0.5	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09
0.6	0.04	0.09	0.10	0.15	0.19
0.7	0.08	0.13	0.19	0.28	0.35
0.8	0.13	0.22	0.32	0.47	0.60
0.9	0.20	0.34	0.51	0.75	0.96
1	0.31	0.53	0.78	1.15	1.46
1.1	0.46	0.77	1.14	1.68	2.14
1.2	0.65	1.09	1.61	2.38	3.03
1.3	0.89	1.51	2.21	3.28	4.17
1.4	1.20	2.03	2.98	4.41	5.61
1.5	1.58	2.67	3.92	5.81	7.39
1.6	2.04	3.46	5.08	7.52	9.57
1.7	2.60	4.41	6.47	9.58	12.20
1.8	3.27	5.54	8.14	12.04	15.33
1.9	4.06	6.88	10.10	14.95	19.03
2	4.99	8.44	12.40	18.35	23.37
2.1	6.06	10.26	15.07	22.31	28.40
2.2	7.30	12.36	18.15	26.87	34.21
2.3	8.72	14.77	21.69	32.10	40.87
2.4	10.34	17.51	25.72	38.05	48.45
2.5	12.17	20.61	30.27	44.80	57.05
2.6	14.24	24.11	35.42	52.41	66.74
2.7	15.86	26.87	39.46	58.40	74.36
2.8	15.28	25.87	38.00	56.24	71.61
2.9	14.70	24.91	36.58	54.13	68.92
3	14.15	23.96	35.19	52.08	66.31
3.1	13.60	23.04	33.84	50.08	63.76
3.2	13.07	22.14	32.52	48.13	61.28
3.3	12.56	21.27	31.24	46.23	58.87

Tableau III-40 : Débits centennaux en fonction du temps pour la zone d'étude (suite).

Temps (h)	Période de retour				
	5ans	**10ans**	**20ans**	**50ans**	**100ans**
3.4	12.06	20.42	29.99	44.38	56.51
3.5	11.57	19.59	28.78	42.58	54.23
3.6	11.09	18.79	27.59	40.84	52.00
3.7	10.63	18.01	26.45	39.14	49.84
3.8	10.18	17.25	25.33	37.49	47.73
3.9	9.75	16.51	24.25	35.88	45.69
4	9.32	15.79	23.19	34.32	43.71
4.1	8.91	15.10	22.17	32.81	41.78
4.2	8.51	14.42	21.18	31.34	39.91
4.3	8.13	13.77	20.22	29.92	38.10
4.4	7.75	13.13	19.29	28.54	36.34
4.5	7.39	12.52	18.38	27.21	34.64
4.6	7.04	11.92	17.51	25.91	33.00
4.7	6.70	11.35	16.66	24.66	31.40
4.8	6.37	10.79	15.85	23.45	29.86
4.9	6.05	10.25	15.05	22.28	28.37
5	5.75	9.73	14.29	21.15	26.93
5.1	5.45	9.23	13.55	20.06	25.54
5.2	5.16	8.74	12.84	19.00	24.20
5.3	4.89	8.28	12.15	17.99	22.90
5.4	4.62	7.82	11.49	17.01	21.65
5.5	4.36	7.39	10.85	16.06	20.45
5.6	4.12	6.97	10.24	15.16	19.30
5.7	3.88	6.57	9.65	14.28	18.19
5.8	3.65	6.19	9.08	13.44	17.11
5.9	3.43	5.82	8.54	12.64	16.09
6	3.22	5.46	8.02	11.87	15.11
6.1	3.02	5.12	7.52	11.13	14.17
6.2	2.83	4.79	7.04	10.42	13.27
6.3	2.65	4.48	6.58	9.74	12.40
6.4	2.47	4.18	6.14	9.09	11.58
6.5	2.30	3.90	5.73	8.47	10.79
6.6	2.14	3.63	5.33	7.88	10.04
6.7	1.99	3.37	4.95	7.32	9.32
6.8	1.84	3.12	4.59	6.79	8.64
6.9	1.71	2.89	4.24	6.28	8.00
7	1.58	2.67	3.92	5.80	7.38
7.1	1.45	2.46	3.61	5.34	6.80

Tableau III-40 : Débits centennaux en fonction du temps pour la zone d'étude (suite et fin).

Temps (h)	Période de retour				
	5ans	**10ans**	**20ans**	**50ans**	**100ans**
7.2	1.33	2.26	3.32	4.91	6.25
7.3	1.22	2.07	3.04	4.50	5.73
7.4	1.12	1.89	2.78	4.12	5.24
7.5	1.02	1.73	2.54	3.75	4.78
7.6	0.93	1.57	2.31	3.41	4.35
7.7	0.84	1.42	2.09	3.10	3.94
7.8	0.76	1.29	1.89	2.80	3.56
7.9	0.68	1.16	1.70	2.52	3.21
8	0.61	1.04	1.53	2.26	2.88
8.1	0.55	0.93	1.36	2.02	2.57
8.2	0.49	0.83	1.21	1.79	2.28
8.3	0.43	0.73	1.07	1.59	2.02
8.4	0.38	0.64	0.95	1.40	1.78
8.5	0.33	0.56	0.83	1.22	1.56
8.6	0.29	0.49	0.72	1.07	1.36
8.7	0.25	0.42	0.62	0.92	1.17
8.8	0.22	0.36	0.53	0.79	1.01
8.9	0.18	0.31	0.45	0.67	0.86
9	0.15	0.26	0.38	0.57	0.72
9.1	0.13	0.22	0.32	0.47	0.60
9.2	0.11	0.18	0.26	0.39	0.50
9.3	0.09	0.15	0.22	0.32	0.40
9.4	0.07	0.12	0.17	0.26	0.32
9.5	0.06	0.09	0.14	0.20	0.26
9.6	0.04	0.07	0.11	0.16	0.20
9.7	0.03	0.05	0.08	0.12	0.15
9.8	0.02	0.04	0.06	0.09	0.11
9.9	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08
10	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05
10.1	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03
10.2	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02
10.3	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
10.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.8	0	0	0	0	0

L'hydrogramme correspondant est obtenu :

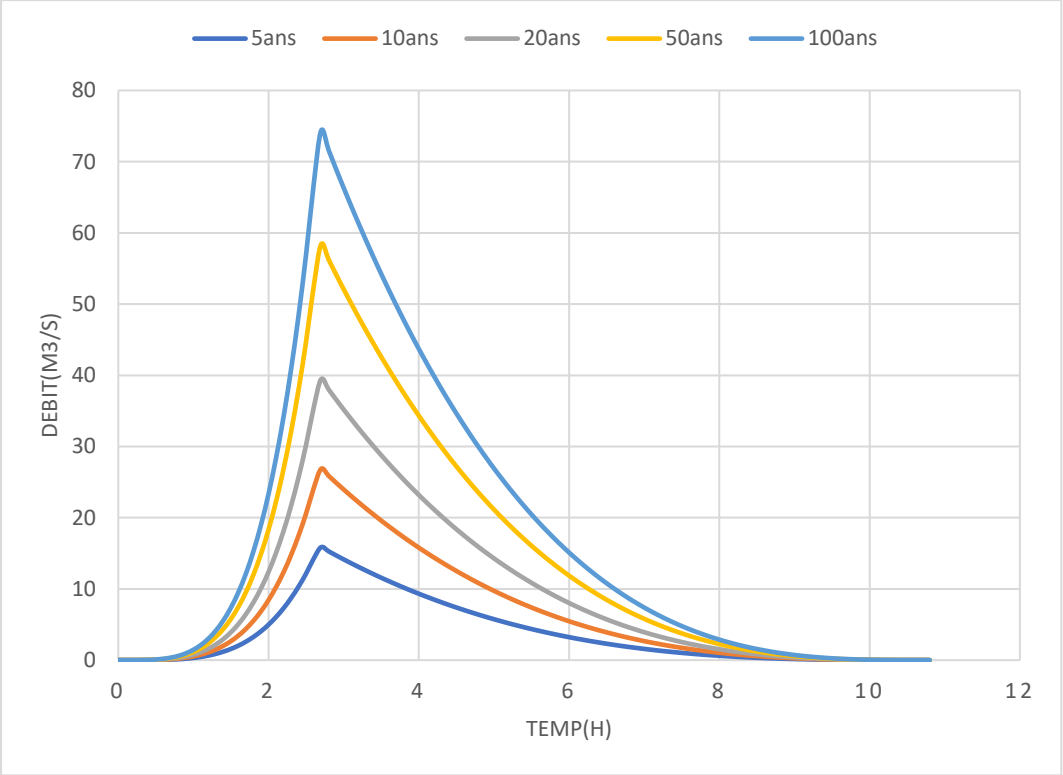


Figure III.25: Hydrogramme de crue

Le débit de pointe est la plus importante et peut-être la seule propriété de l'hydrogramme qu'on puisse utiliser dans le design de la plupart des aménagements hydrauliques ou des projets. Pour le bassin versant, l'interprétation de l'hydrogramme unitaire résultant des calculs précédemment entamés conduits à décrire les points suivants :

Le débit de ruissellement par unité de surface atteindra un maximum Q_{p5}= 16 m^3/s, Q_{p10}= 27.1 m^3/s, Q_{p20}= 39.8 m^3/s, Q_{p50}= 58.9 m^3/s et Q_{p100}= 75.0 m^3/s, pour un temps de concentration T_c= 2.677 heures.

Conclusion

L'étude hydrologique du bassin versant d'Adjlana, située dans la région de Médéa, a permis de caractériser avec précision les paramètres morphométriques, topographiques et hydrographiques influençant son fonctionnement hydrologique. Grâce à l'exploitation des outils SIG et des modèles numériques de terrain, la délimitation du bassin, la modélisation du réseau hydrographique ainsi que le calcul des différents indices hydrologiques ont été réalisés avec rigueur.

L’estimation des débits de crue, effectuée à partir des données pluviométriques de la station de Ksar El Boukhari et ajustée par les lois de Gumbel et Log-Normale, a permis de définir des scénarios fiables pour différentes périodes de retour. Ces données sont essentielles pour la conception des ouvrages de protection contre les inondations.

Ainsi, cette étude constitue une base solide pour la gestion durable des ressources en eau dans la région, et apporte des éléments scientifiques utiles pour les futurs projets d’aménagement et de prévention des risques hydrologiques

En conclusion, un débit de projet de 75 m^3/s a été retenu.

Chapitre IV :

Étude des écoulements dans les cours d’eau avant l’aménagement

Introduction

L'étude des écoulements en régime naturel constitue une étape essentielle dans tout projet d'aménagement hydraulique, notamment dans les zones soumises à un risque d'inondation. Elle permet de caractériser les comportements hydrodynamiques du cours d'eau, d'identifier les zones susceptibles d'être inondées et de proposer, sur une base objective, des mesures d'aménagement adaptées. Selon les recommandations du Plan de Gestion des Risques d'Inondation (PGRI, 2015)**,** une bonne compréhension du fonctionnement fluvial en conditions naturelles est indispensable pour orienter les choix d'intervention et prévenir les impacts négatifs sur les populations et les infrastructures.

Dans ce contexte, la présente étude porte sur le Oued El Miyet**,** qui traverse la localité d'Adjlana**,** située au sud de la wilaya de Médéa. Ce secteur est marqué par un relief accidenté et une dynamique de ruissellement intense, accentuant les phénomènes d'érosion et de débordement lors des épisodes pluvieux. En l'absence d'aménagements de régulation ou de protection, ces conditions constituent un facteur aggravant de vulnérabilité pour les habitations et les terres riveraines.

L'objectif de ce travail est de reconstituer et d'analyser les écoulements en situation naturelle au moyen d'une modélisation hydrodynamique bidimensionnelle. Cette démarche vise à déterminer les hauteurs et vitesses d'eau lors de crues de différentes périodes de retour, à cartographier les emprises inondables, et à fournir un socle technique solide permettant d'orienter ultérieurement les propositions d'aménagement et de protection.

IV.1 Généralités

L'étude des écoulements en milieu naturel relève de l'hydraulique à surface libre, discipline qui se distingue de l'hydraulique en charge par la présence d'une surface libre, en contact direct avec l'atmosphère. Dans ce type d'écoulement, la gravité constitue la principale force motrice, contrairement aux écoulements en charge, où la dynamique repose essentiellement sur un gradient de pression. Ce régime particulier est qualifié d'écoulement gravitaire.

Une propriété fondamentale de ces écoulements réside dans le rapport faible entre la profondeur de l'eau et la longueur caractéristique du cours d'eau, ce qui justifie leur assimilation à des écoulements peu profonds (*shallow water flows*). Les domaines d'application des écoulements à surface libre sont nombreux : ils incluent les rivières, les oueds, les canaux

Naturels ou artificiels, mais aussi les conduites partiellement remplies dans les systèmes d'irrigation ou de drainage.

La représentation mathématique de ces écoulements implique la division du domaine de calcul en deux sous-domaines distincts : l'un occupé par le fluide (eau), et l'autre par l'air, situé au-dessus. La surface libre, frontière mobile entre ces deux milieux, joue un rôle central dans la modélisation, notamment dans les simulations hydrodynamiques. Conformément aux orientations du Ministère des Ressources en Eau dans le cadre de la gestion des ressources hydrauliques et de la prévention des risques, la prise en compte rigoureuse de ces écoulements est un préalable indispensable à toute opération d'aménagement (MRE, 2015).

IV.2 Les caractéristiques des canaux

IV.2.1 Les paramètres Hydrauliques

L'analyse du fonctionnement hydraulique d'un canal repose sur plusieurs grandeurs fondamentales permettant de décrire l'écoulement, de modéliser son comportement et de dimensionner les ouvrages (Chow, 1959 ; MRE, 2015).

- **Débit (Q)**

Le débit correspond au volume d'eau s'écoulant à travers une section donnée du canal pendant une unité de temps. Il constitue l'unité de base pour la gestion des écoulements, notamment dans les analyses de crue, les calculs de capacité et la conception d'ouvrages. Il est généralement exprimé en mètres cubes par seconde (m^3/s) ou en litres par seconde (l/s)**.** Ce paramètre permet d'évaluer la charge hydraulique d'un canal ou d'un cours d'eau.

- **Vitesse d'écoulement (V)**

La vitesse d'écoulement désigne la rapidité avec laquelle l'eau se déplace dans le canal. Elle dépend notamment de la pente, de la rugosité et de la géométrie du lit (Chow, 1959). Exprimée en **m/s**, elle conditionne le transport solide, la dispersion des polluants et les phénomènes d'érosion.

- **Pente hydraulique (i)**

La pente hydraulique traduit l'inclinaison du lit du canal ou de la ligne d'énergie, jouant un rôle direct dans l'accélération de l'écoulement. Elle est généralement exprimée en pourcentage (%) ou sous forme décimale (m/m). Elle se calcule selon la relation suivante :

$$i = \frac{\Delta Z}{L} \qquad \textbf{(IV.1)}$$

Avec :

ΔZ **:** la différence de cote entre deux points (Z_1 - Z_2),

L **:** la distance horizontale entre ces deux points.

Une pente plus importante favorise un écoulement plus rapide, ce qui peut engendrer des effets hydrauliques significatifs, notamment en période de crue.

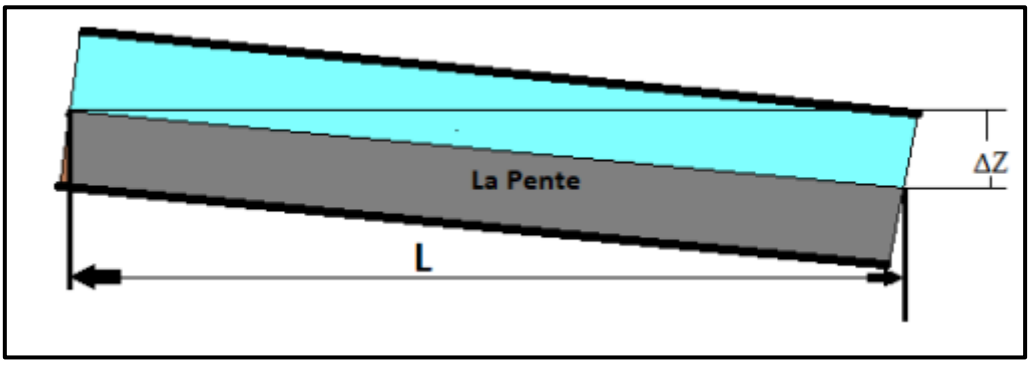


Figure IV.1: Représentation schématique de la pente

- **Coefficient de Manning (n)**

Ce coefficient exprime la résistance à l'écoulement en tenant compte de la rugosité, de la texture et de la forme du lit. Il est défini empiriquement, selon le tableau suivant (Chen & Cotton, 1986 ; Chow, 1959) :

Tableau IV-1: La valeur de la rugosité (n)

Type de canal	Valeur de n
Béton lisse	0.015
Terre naturelle	0.022
Enrochement	0.025
Gabions	0.030

- **Pression**

Dans un canal à surface libre, la pression en surface est équivalente à la pression atmosphérique, soit environ **1 bar**, et augmente linéairement avec la profondeur (Casella et al., 2010).

- **Poids volumique de l'eau (γ_w)**

Défini par :

$$\gamma w = \rho w \times g \qquad \textit{(IV.2)}$$

Où :

- $\rho_w = 1000\ kg/m^3$
- $g = 9.81\ m/s^2$

IV.2.2 Paramètres géométriques

- **Hauteur normale (Hn)**

Profondeur de l'eau correspondant à un écoulement uniforme et permanent, fonction du débit, de la pente et de la rugosité (Chow, 1959).

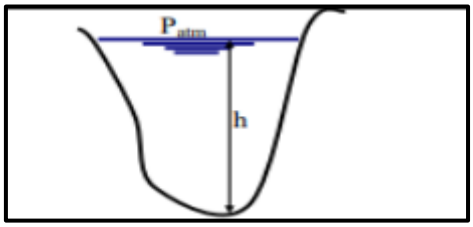


Figure IV.2: Représentation schématique de la hauteur normale dans un canal

- **Largeur au miroir (B)**

Distance horizontale entre les deux rives à la surface libre de l'eau.

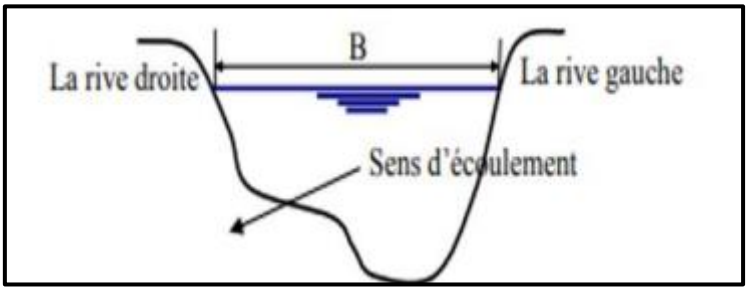


Figure IV.3: Représentation schématique de la largeur au miroir dans un canal

- **Périmètre mouillé (P)**

Longueur de la surface en contact avec l'eau dans une section transversale.

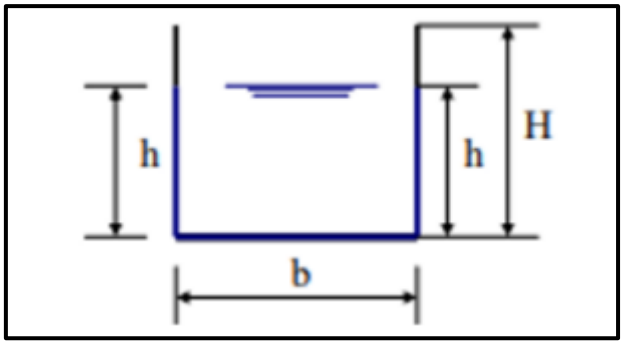


Figure IV.4: Représentation schématique du périmètre mouillé dans un canal rectangulaire

- **Surface mouillée (S)**

Aire de la section remplie par l'eau, essentielle pour déterminer la capacité d'écoulement (en m²).

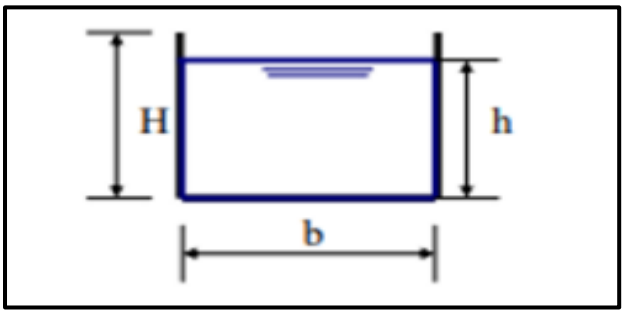


Figure IV.5: Représentation schématique de la surface mouillée dans un canal rectangulaire

- **Rayon hydraulique (Rh)**

Défini comme le rapport :

$$R_h = \frac{S}{P} \qquad \textbf{(IV.3)}$$

Où :

S : surface mouillée (m²),

P : périmètre mouillé (m)
Il permet de mesurer l'efficacité hydraulique de la section (Chow, 1959).

- **Largeur au fond (b)**

Distance horizontale entre les bords inférieurs d'un canal.

- **Pente longitudinale**

Inclinaison du fond du canal dans le sens de l'écoulement. Elle influence la vitesse et l'énergie de l'eau.

- **Lit mineur / intermédiaire / majeur**

- **Lit mineur** : partie du lit généralement occupée par l'eau en conditions normales.
- **Lit intermédiaire** : zone inondée en crues modérées.
- **Lit majeur** : zone submergée en cas de crues importantes, correspondant aux plaines inondables (MRE, 2015).

- **Tirant d'eau**

Profondeur verticale d'eau dans le canal, mesurée depuis le fond jusqu'à la surface libre.

IV.2.3 Type de canaux

Un canal est défini comme un système d'écoulement où l'eau circule à surface libre, cette dernière étant soumise à la pression atmosphérique. En ingénierie hydraulique, l'étude d'un canal consiste généralement à résoudre un problème de dimensionnement : déterminer la forme et les dimensions optimales du canal, permettant l'évacuation d'un débit donné, en fonction d'une pente longitudinale imposée (Graf & Altinkök, 2000). Ce type d'approche est courant dans les projets de gestion de l'eau, notamment pour les ouvrages de drainage, d'irrigation ou de protection contre les crues.

On distingue deux catégories de canaux :

- **Les canaux naturels**

Les canaux naturels correspondent aux cours d'eau formés spontanément à la surface ou en sous-sol, tels que les ruisselets, les torrents, les rivières, les fleuves ou encore les estuaires. En raison de la diversité des formes et de l'hétérogénéité des conditions géomorphologiques, leurs caractéristiques géométriques et hydrauliques présentent souvent une grande irrégularité. Dans ce contexte, l'application des lois de l'hydraulique repose sur des hypothèses simplificatrices et ne permet généralement que des estimations approchées (Graf et Altinkök, 2000).

.

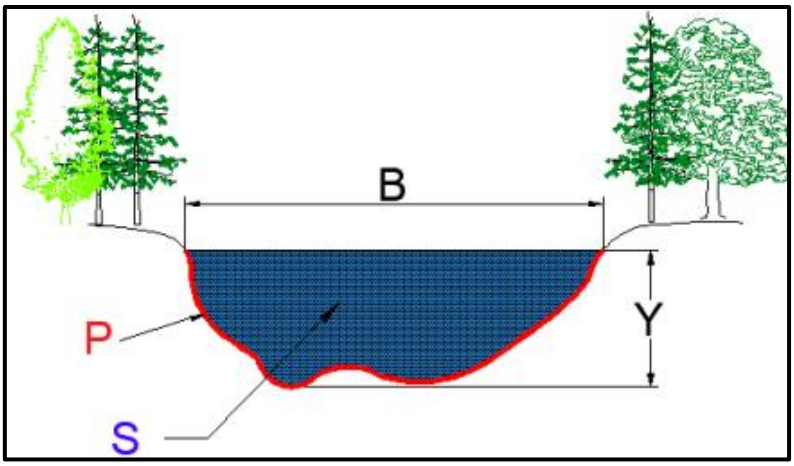


Figure IV.6: Représentation schématique d'un canal naturel

- **Les canaux artificiels**

Les canaux artificiels désignent les conduits créés par l'homme pour le transport de l'eau à la surface ou en souterrain. Ils se déclinent en deux catégories principales : d'une part, les canaux découverts, construits en surface pour des fonctions telles que la navigation, l'irrigation, l'adduction ou le drainage ; d'autre part, les canaux couverts, où l'écoulement ne remplit pas nécessairement toute la section, comme c'est le cas des aqueducs, drains, tunnels ou égouts. Contrairement aux canaux naturels, les propriétés hydrauliques de ces ouvrages sont généralement plus régulières, ce qui permet une application plus fiable et précise des principes de l'hydraulique classique (Graf et Altinkök, 2000).

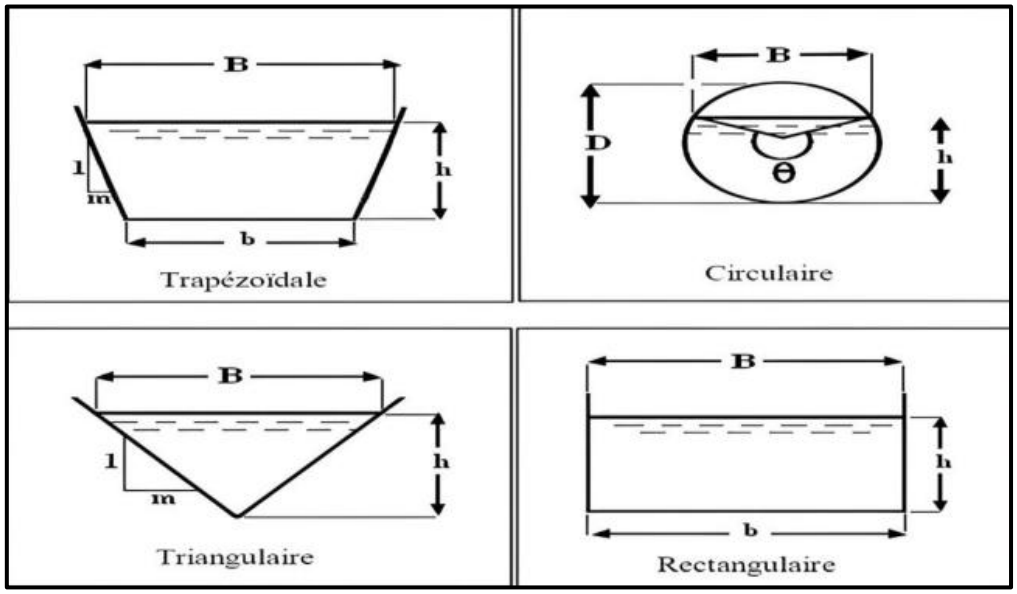


Figure IV.7: Types des Canaux Artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb,2016**)**

IV.2.4 Dimensionnement des canaux

- **Écoulement uniforme en canal**

Dans le cas d'un écoulement lentement variable, on peut considérer que, localement, la pente de la ligne d'énergie coïncide avec celle d'un écoulement uniforme. Cette hypothèse permet de simplifier l'analyse hydraulique tout en conservant une bonne approximation des conditions réelles.

- **Conditions d'un écoulement uniforme**

- Un écoulement uniforme est caractérisé par les conditions suivantes :
- Le débit reste constant le long de chaque tronçon du canal.
- Le canal présente une géométrie prismatique (forme et dimensions constantes).
- La profondeur d'eau h est constante sur toute la longueur considérée.
- La pente du radier est uniforme.
- La rugosité des parois est supposée homogène.
- L'influence des pertes de charge locales (entrées, sorties, obstacles) est négligée.

- **Formules de calcul**

L'expression principale utilisée pour quantifier la vitesse moyenne dans un écoulement permanent et uniforme est la formule de Chézy :

$$V = C \times \sqrt{Rh \times I} \qquad \textbf{(IV.4)}$$

Où :

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

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

Rh : rayon hydraulique, soit le rapport entre la surface mouillée Sm et le périmètre mouillé Pm (m)

I : pente du fond du canal (sans dimension)

Puisque le débit est défini par la relation $Q = V \times Sm$ on obtient une version développée :

$$Q = C \times Sm \times \sqrt{Rh \times I} \qquad \textbf{(IV.5)}$$

- **Détermination du coefficient de Chézy**

Plusieurs formules empiriques permettent d'évaluer le coefficient de Chézy selon les caractéristiques du canal :

1) Formule d'Agroskine

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \times \log Rh \qquad \textbf{(IV.6)}$$

2) Formule de Manning-Strickler

Cette formule permet de relier C à la rugosité hydraulique selon :

$$C = \frac{1}{n} \times Rh^{\frac{1}{6}} \qquad \textbf{(IV.7)}$$

En la combinant avec la formule de Chézy, on obtient l'expression de Manning :

$$V = \frac{1}{n} \times Rh^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \qquad \textbf{(IV.8)}$$

Où :

- n : coefficient de rugosité de Manning
- Ks=1/n : coefficient de Strickler ($m^{1/3}/s$)

3) Formule de Pavlovsky

$$C = \frac{1}{n} \times R_h^y \qquad \textbf{(IV.9)}$$

L'exposant y est déterminé soit à partir de la relation :

$$y = 2.5 \times \sqrt{n} - 0.13 - 0.75\left(\sqrt{n} - 0.10\right) \qquad \textbf{(IV.10)}$$

4) Formule de Bazin

$$C = \frac{K}{1 + mb/\sqrt{Rh}} \qquad \textbf{(IV.11)}$$

Où m_B est le coefficient de Bazin, généralement compris entre 0,06 et 1,75 $^{m0.5}$ en fonction du matériau du canal.

.

IV.3 Types d'écoulements

IV.3.1 Variation dans le temps

Les écoulements à surface libre peuvent être classés selon leur évolution temporelle :

- **Écoulement permanent (stationnaire)**

  Un écoulement est dit permanent lorsque les grandeurs hydrauliques telles que la profondeur de l'eau (h), la vitesse moyenne (V) et la vitesse locale (U) demeurent constantes au cours du temps, en tout point du canal. Par conséquent, le débit reste stable d'une section à une autre, en l'absence d'apports latéraux (Hassane, 2009/2010).

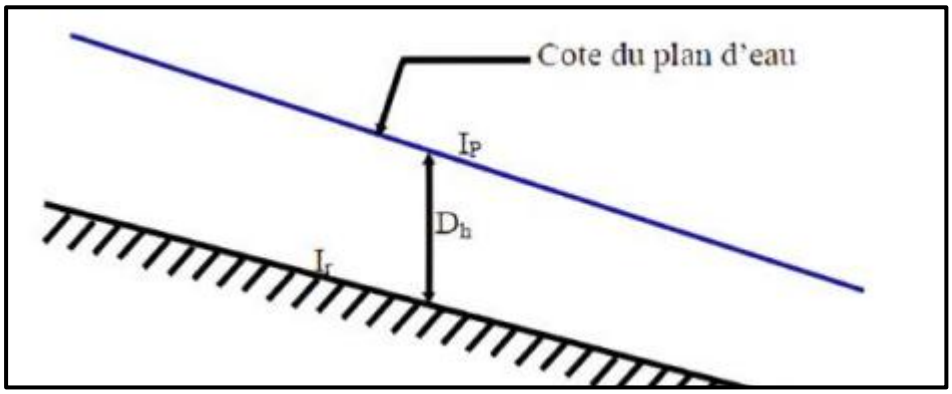


Figure IV.8: Diagramme représente l'Ecoulement permanent (M. HASSANE, 2009/2010)

- **Écoulement non permanent (non stationnaire)**

  Lorsque la profondeur de l'eau, la vitesse et le débit varient dans le temps, on parle d'un écoulement non permanent. Ce type d'écoulement est fréquent lors des crues, des lâchers de barrage ou des événements hydrologiques transitoires.

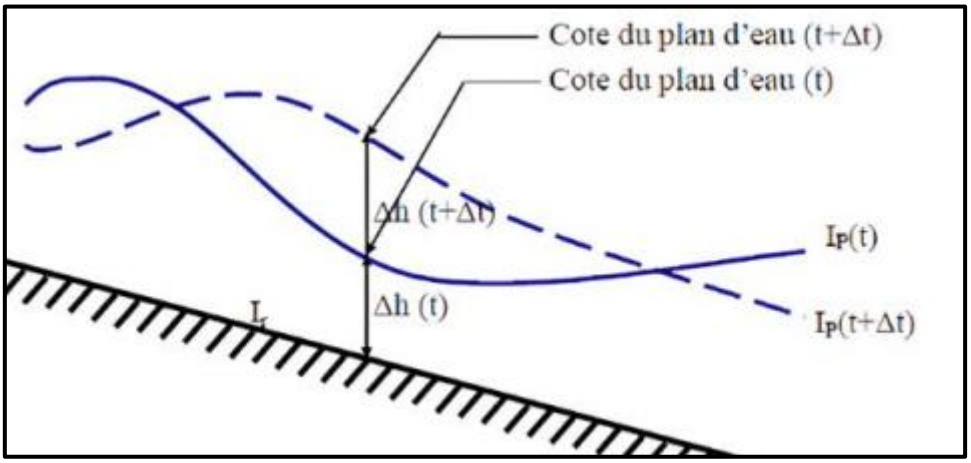


Figure IV.9: Diagramme représente l'Ecoulement non permanent (M. HASSANE, 2009/2010)

IV.3.2 Variation dans l'espace

Selon la variation spatiale des paramètres hydrauliques, l'écoulement peut être :

- **Écoulement uniforme**

  Il est qualifié d'uniforme lorsque les conditions d'écoulement — telles que la profondeur, la pente, la vitesse et la géométrie de la section — restent constantes sur une certaine longueur du canal. Il suppose également un régime permanent et une géométrie prismatique.

- **Écoulement non uniforme**

  Dans ce cas, les paramètres varient le long du canal. On distingue deux sous-catégories :

  - **À variations graduelles :** les changements de profondeur et de vitesse sont progressifs.

  - **À variations rapides :** les variations sont brusques sur de courtes distances, comme c'est le cas dans les ressauts hydrauliques.

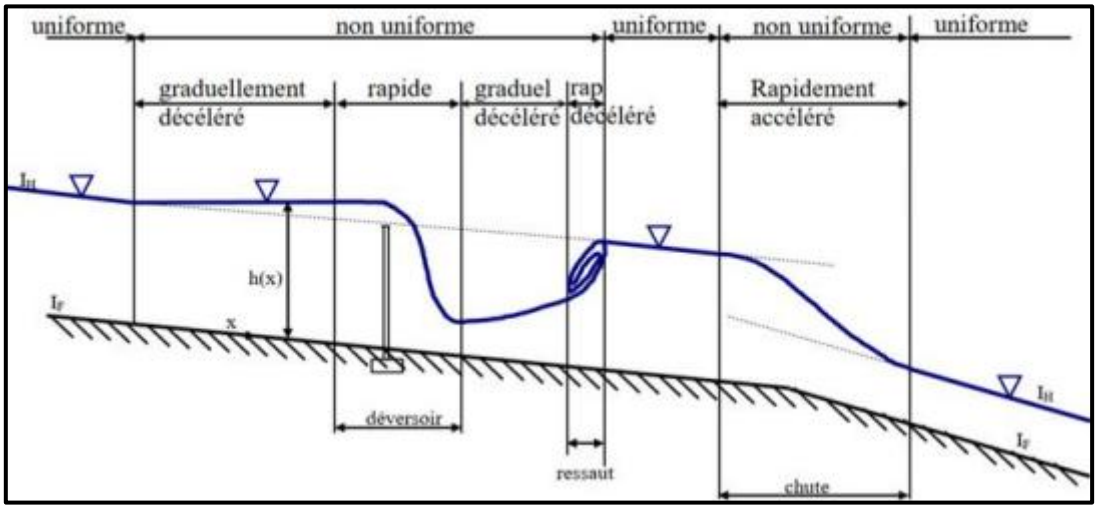


Figure IV.10: Diagramme représentant les divers types d'écoulements (M. HASSANE, 2009/2010)

IV.4 Régimes d'écoulement

Le régime d'écoulement peut être caractérisé à l'aide du nombre de Froude (Fr)**,** qui exprime le rapport entre les forces d'inertie et les forces gravitationnelles (Lancastre, 1996). Il est défini comme suit :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \qquad \textbf{(IV.12)}$$

Avec :

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

h : profondeur hydraulique (m)

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

Selon la valeur de Fr, trois régimes sont distingués :

- Fr < 1 : Écoulement subcritique (ou fluvial) – la gravité domine.
- Fr = 1 : Écoulement critique – équilibre entre inertie et gravité.
- Fr > 1 : Écoulement supercritique (ou torrentiel) – l'inertie prédomine.

Cette classification est essentielle pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques, la gestion des écoulements et l'analyse de leur stabilité (Chanson, 2004 ; Leopold & Maddock, 1953 ; Chow, 1959).

IV.4.1 Régimes combinés selon Froude et Reynolds

En complément du nombre de Froude, le nombre de Reynolds (Re) permet d'évaluer la nature du régime visqueux :

- Re<500 : régime laminaire
- 500<Re<2000 : régime de transition
- Re>2000 : régime turbulent

La combinaison des deux nombres permet de distinguer les régimes suivants :

Tableau IV-2: Classification des écoulements combinés

Froude	**Reynolds**	**Type d'écoulement combiné**
Fr < 1	Re < 500	Écoulement fluvial-laminaire
Fr < 1	Re > 2000	Écoulement fluvial-turbulent
Fr > 1	Re < 500	Écoulement torrentiel-laminaire
Fr > 1	Re > 2000	Écoulement torrentiel-turbulent

Le diagramme suivant illustre les différents types de régimes d'écoulement

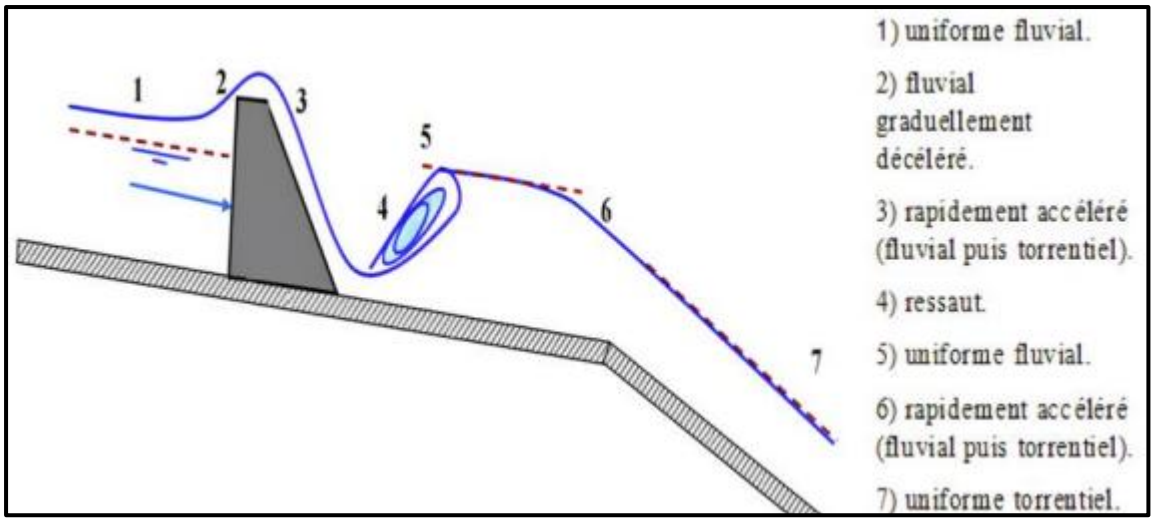


Figure IV.11: Diagramme montrant les différents types de régimes d'écoulement (M. HASSANE, 2009/2010)

IV.5 Diagnostique et simulation du cours d'eau non aménagé

IV.5.1 État de l'oued dans la zone d'étude

Plusieurs facteurs ont été identifiés comme contribuant à l'augmentation du risque d'inondation dans la zone d'étude. Les principaux problèmes observés sont détaillés ci-dessous :

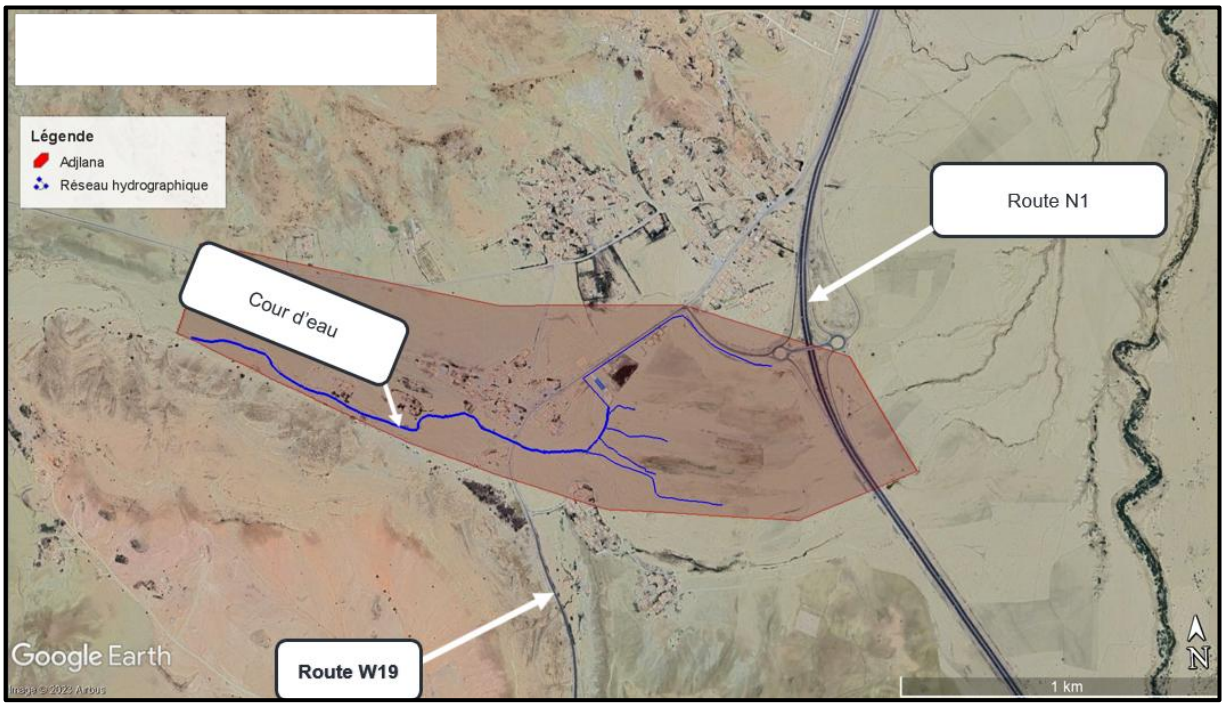


Figure IV.12: Réseau hydrographique du Adjlana

- L'image ci-dessus montre le tracé naturel de l'oued Adjlana. L'analyse de cette trajectoire permet d'identifier les zones sensibles à l'érosion et aux débordements, et guide le positionnement des aménagements hydrauliques nécessaires.

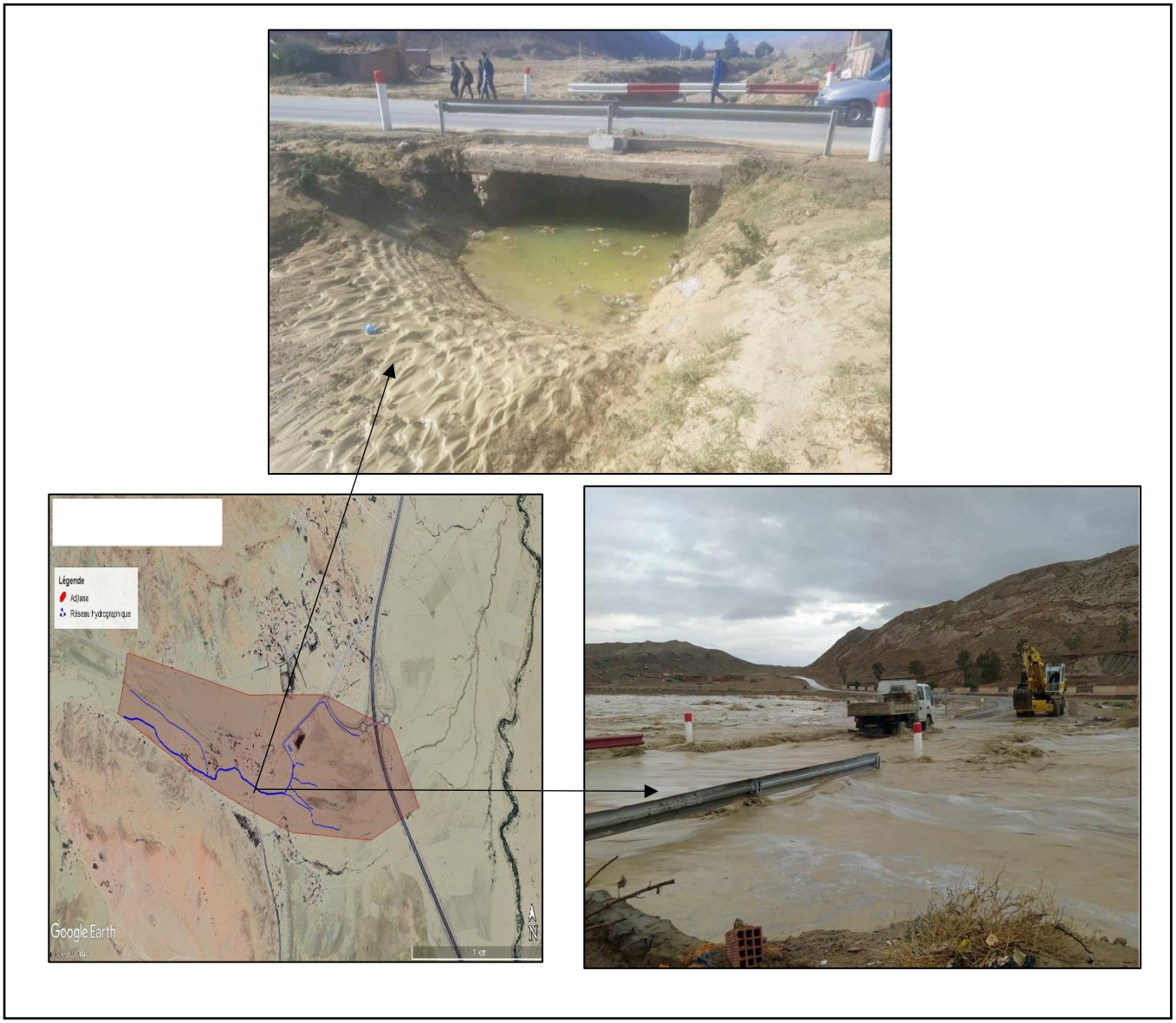


Figure IV.13: Obstruction du Dalot du RW19 par la sédimentation et les Boues

- Le dysfonctionnement du système de drainage résulte du bouchage du dalot du RW19 à 70% accentue les risques d'inondations.



Figure IV.14: Le canal est obstrué par des dépôts de terre érodée

- Cette image illustre l'état actuel du canal de drainage des eaux pluviales, partiellement obstrué par des dépôts de terre érodée. Cette accumulation réduit considérablement la capacité d'écoulement du canal, ce qui peut aggraver les risques d'inondation en cas de fortes pluies



Figure IV.15: Modification du sens d'écoulement due à une clôture sur propriété privée

- La présence d'une clôture sur une propriété privée altère le cours naturel de l'eau, entraînant des changements dans le sens de l'écoulement et favorise les inondations sur la route RW19.

Les problèmes cités précédemment trouvent majoritairement leur origine dans les activités humaines. L'urbanisation désordonnée, l'occupation des zones inondables, ainsi que l'installation d'infrastructures sans prise en compte des écoulements naturels perturbent gravement le fonctionnement hydraulique de la zone. À cela s'ajoute l'absence d'entretien des canaux de drainage, qui entraîne leur obstruction par des sédiments ou des déchets. Ces dysfonctionnements limitent la capacité d'écoulement et augmentent les risques de débordement. De plus, certaines constructions comme des clôtures ou remblais modifient le tracé naturel du cours d'eau. L'accumulation de ces impacts aggrave la fréquence et l'intensité des inondations. Pour prévenir ces risques, des mesures correctives doivent être engagées rapidement. Il est impératif d'intégrer une gestion durable et cohérente du territoire au sein des plans d'aménagement.

IV.5.2 Choix du type de modèle hydraulique

Le logiciel HEC-RAS 6.4.1 a été choisi pour la modélisation des écoulements à surface libre, pour les raisons suivantes :

- Développé par le HEC (Hydrologic Engineering Center) du U.S. Army Corps of Engineers, reconnu internationalement.
- Permet la simulation des écoulements unidimensionnels (1D) et bidimensionnels (2D).
- Gère les régimes permanents et transitoires (non permanents).
- Intègre des fonctionnalités avancées : calcul des profils en surface libre, analyse des inondations, transport solide, simulation des structures hydrauliques (ponts, digues, etc.).
- La version 6.4.1 propose une interface améliorée et une meilleure gestion des simulations 2D.
- Compatible avec les données géographiques (MNT, shapefiles) utilisées dans les SIG (ex. : QGIS).
- Logiciel gratuit et bien documenté, ce qui facilite sa prise en main.

IV.5.3 Présentation du logiciel HEC-RAS

Développé et mis à disposition gratuitement par le Hydrologic Engineering Center (HEC) du Corps des Ingénieurs de l'Armée des États-Unis, HEC-RAS (River Analysis System) est un logiciel de référence pour la modélisation hydraulique des écoulements à surface libre dans les rivières et les canaux.

Jusqu'à sa version 5.0, le logiciel permettait uniquement des simulations unidimensionnelles (1D), ce qui limitait l'analyse des écoulements dans les zones complexes, notamment en présence de variations géométriques, de courbures ou de structures hydrauliques particulières.

Depuis cette version, HEC-RAS intègre une modélisation bidimensionnelle (2D), élargissant ainsi ses capacités pour représenter plus précisément les écoulements dans les zones inondables, les plaines alluviales et les réseaux hydrographiques complexes.

Cette évolution a considérablement renforcé la précision des résultats dans les études d'inondation, d'aménagement hydraulique et de gestion des risques (Cheloufi & Foual, 2018).

HEC-RAS intègre une large gamme de fonctionnalités couvrant à la fois les aspects hydrologiques et hydrauliques. Il permet notamment l'analyse du ruissellement lié aux précipitations, la modélisation des écoulements en lits naturels, l'évaluation des impacts des inondations, ainsi que la simulation des régimes d'écoulement en conditions permanentes ou transitoires. Le logiciel offre également des modules dédiés au transport solide, à l'analyse de la qualité de l'eau, et à la conception d'ouvrages hydrauliques tels que les digues, barrages, ponts et déversoirs (Cheloufi & Foual, 2018).

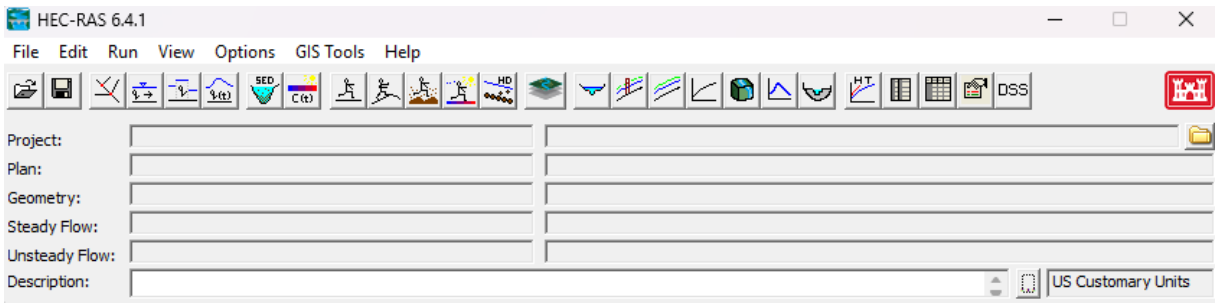


Figure IV.16: Interface utilisateur du logiciel HEC-RAS (6.4.1).

HEC-RAS permet de simuler les écoulements à surface libre en régime permanent ou transitoire, en calculant les lignes d'eau pour des écoulements graduellement variés. La résolution repose sur les équations de Saint-Venant en une dimension (1D), résolues à l'aide de la méthode des différences finies (U.S. Army Corps of Engineers, 2021). Les pertes de charge sont estimées à partir de la formule de Manning-Strickler, en tenant compte de la rugosité du lit du cours d'eau ainsi que des effets de contraction et d'expansion du flux (Gary, 2010).

Dans le cas des écoulements à variations rapides, tels que les ressauts hydrauliques, les passages sous ponts ou les confluences de rivières, l'équation d'énergie est remplacée par celle de la quantité de mouvement, plus adaptée à ces phénomènes (Cheloufi & Foual, 2018). Lors de débordements, la section est subdivisée en sous-sections homogènes selon la méthode dite « Divided Channel Method », chaque débit partiel étant calculé individuellement à l'aide de la formule de Manning (U.S. Army Corps of Engineers, 2021).

En plus des simulations hydrauliques, HEC-RAS propose des modules permettant la modélisation du transport de sédiments, l'analyse de la qualité des eaux, et l'évaluation des impacts liés à la pollution des milieux aquatiques. Il trouve des applications dans les études de crues, la gestion des retenues, la modélisation des transports solides, et les diagnostics liés aux inondations (Gary, 2010 ; Cheloufi & Foual, 2018).

IV.6 Étapes de simulation par HEC-RAS sur Oued El Miyet

IV.6.1 Données nécessaires pour l'application du modèle HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS requiert un ensemble de données spécifiques permettant de représenter fidèlement la configuration hydraulique de la zone d'étude. Parmi les données essentielles figurent les relevés de terrain, en particulier les séries de mesures distance-altitude pour chaque section transversale, ainsi que les distances entre sections successives, incluant les rives et l'axe du lit du cours d'eau. À cela s'ajoutent les coefficients de contraction et d'expansion de l'écoulement, ainsi que les conditions hydrauliques aux limites, telles que les débits amont et aval (Jabbour, 2006).

IV.6.2 Données géométriques

Les données géométriques constituent un volet fondamental de la modélisation dans HEC-RAS. Elles permettent de structurer le réseau hydrographique de manière cohérente à travers la représentation du schéma fluvial. Cela comprend la définition des profils en travers, mais aussi l'intégration des ouvrages hydrauliques existants ou prévus, tels que les ponts, digues, déversoirs, buses ou structures latérales. Ces informations sont indispensables pour assurer la précision du modèle dans la simulation des régimes d'écoulement (Idrici, 2017).

IV.6.3 Construction du TIN (Triangulated Irregular Network)

Dans le cadre de cette étude, un modèle TIN (*Triangulated Irregular Network*) a été construit à l'aide du logiciel ArcGIS, à partir du Modèle Numérique de Terrain (MNT) de la zone d'étude. Le TIN représente la surface topographique à travers un maillage de triangles irréguliers, chacun défini par trois points aux coordonnées (X, Y, Z). Ce type de structure permet une modélisation fine des variations du relief, en particulier dans les zones de cours d'eau, où les changements d'altitude sont parfois abrupts. Par rapport à une grille raster régulière, le TIN offre une plus grande précision pour représenter les détails du lit majeur, du lit mineur, des berges et des talwegs (Wilson & Gallant, 2000).

Le TIN généré a été utilisé pour extraire les profils en travers et pour appuyer la modélisation hydraulique dans HEC-RAS. Il a également été intégré dans le présent mémoire sous forme de carte et de représentation 3D, afin d'illustrer visuellement la structure topographique du bassin versant étudier. Ce type de modèle est indispensable pour la construction d'une géométrie fidèle à la réalité du terrain dans les logiciels de simulation hydraulique (Burrough & McDonnell, 1998).

Le TIN obtenu est illustré dans la figure suivante, représentant la géométrie du terrain modélisé dans ArcGIS :

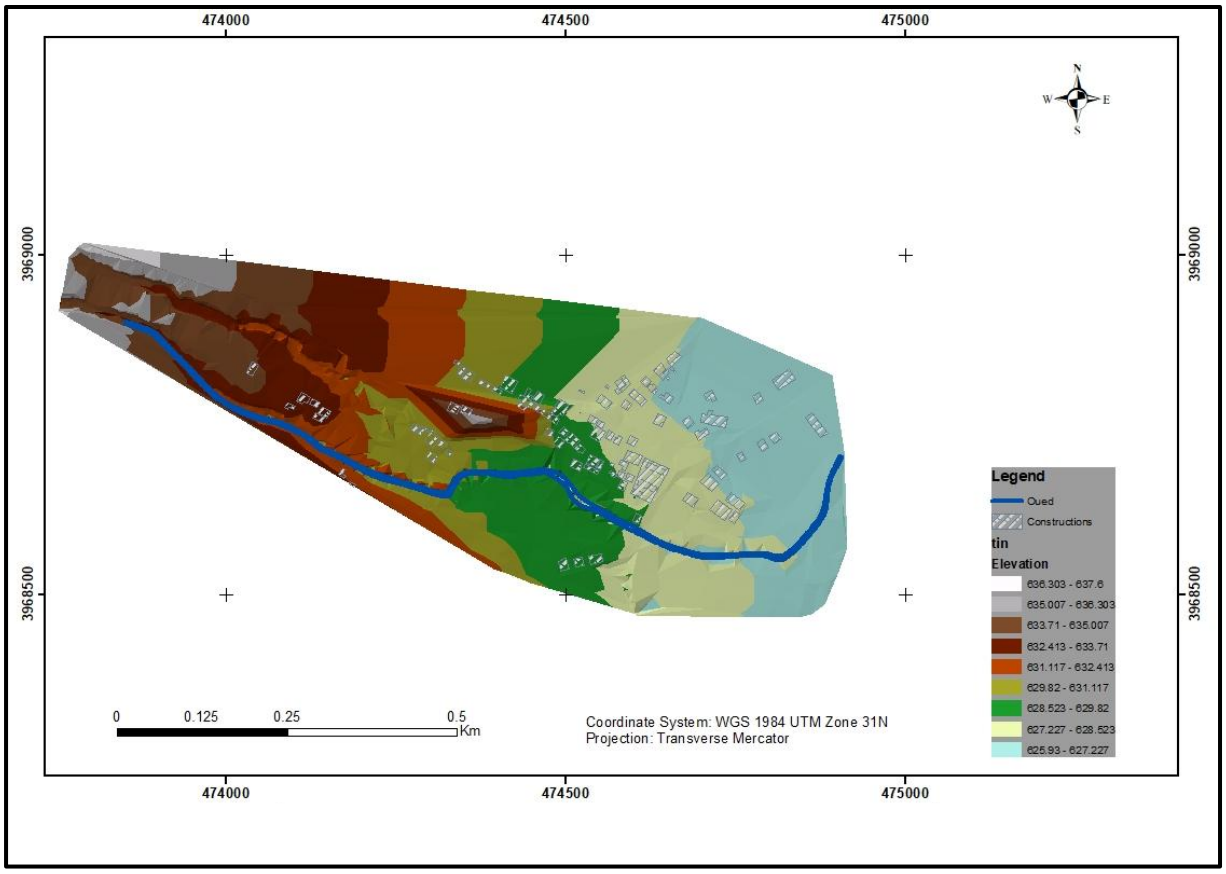


Figure IV.17: TIN (réseau irrégulier triangule) de la zone d'étude Adjlana

Une fois le modèle TIN (Triangulated Irregular Network) construit dans ArcGIS, il est exporté sous un format compatible avec HEC-RAS, en incluant un fichier de projection ESRI (.prj)**.** Ce fichier de projection contient les informations relatives au système de coordonnées géographiques utilisé, adapté à la zone d'étude. Le système a été sélectionné à partir de la plateforme en ligne Spatial Reference, afin d'assurer une correspondance rigoureuse avec les données spatiales locales.

Le TIN ainsi géoréférencé est ensuite importé dans HEC-RAS, via l'interface RAS Mapper, pour permettre la modélisation hydraulique en 2D. Cette importation assure une simulation précise du relief topographique, essentielle pour la représentation réaliste des écoulements et des profils transversaux du cours d'eau.

Des illustrations de cette étape est présentée dans les figures suivantes :

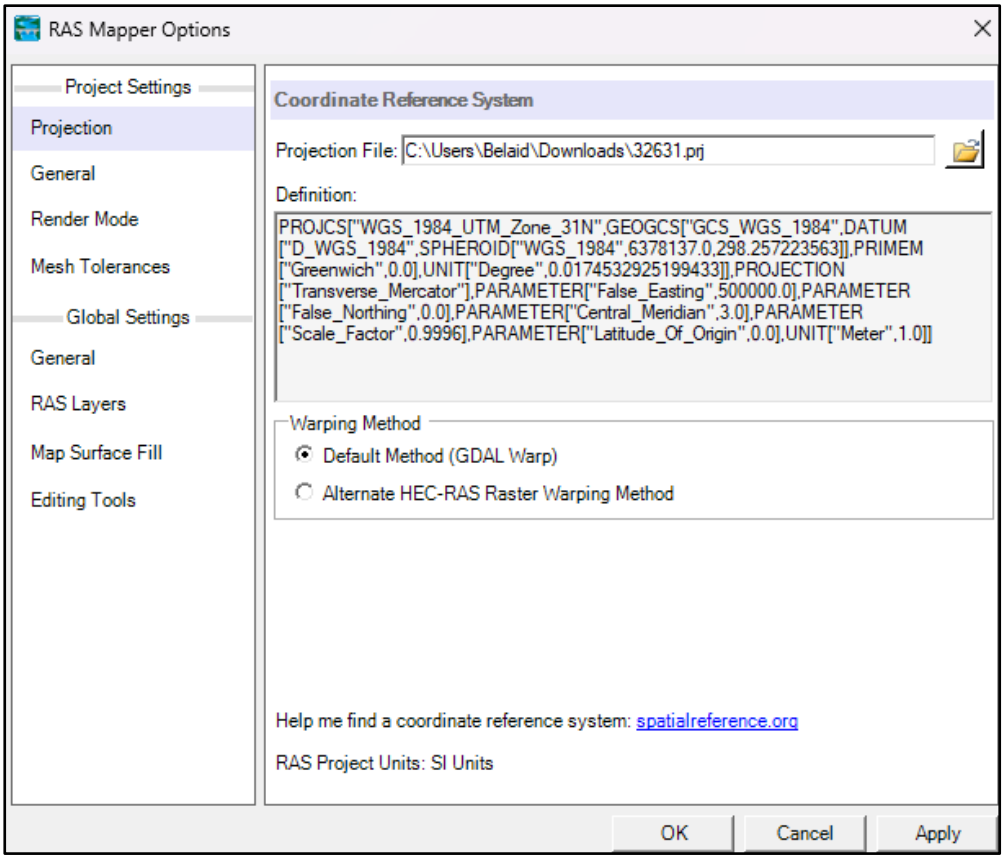


Figure IV.18: Insertion le fichier de projection

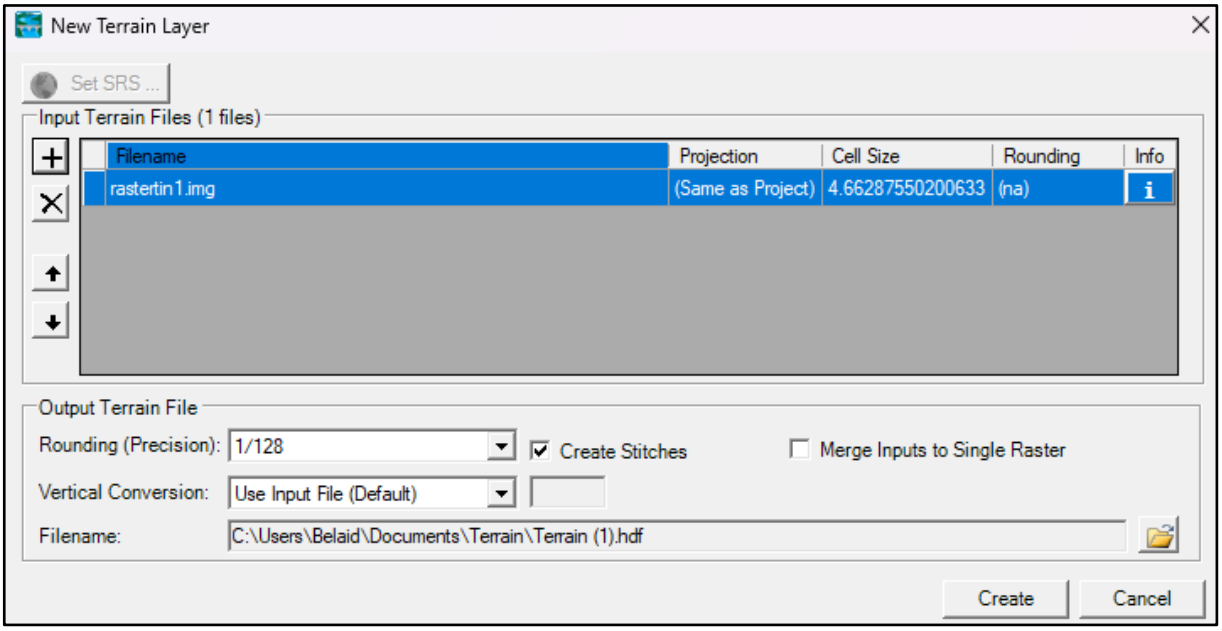


Figure IV.19: Insertion les données du terrain

Dans RAS Mapper, l'axe du cours d'eau a été tracé, de même que les limites du lit mineur, du lit majeur et les sections transversales. Ces éléments constituent la base de la définition géométrique du modèle hydraulique.

Les sections transversales extraites à partir de RAS Mapper sont représentées dans la figure suivant :

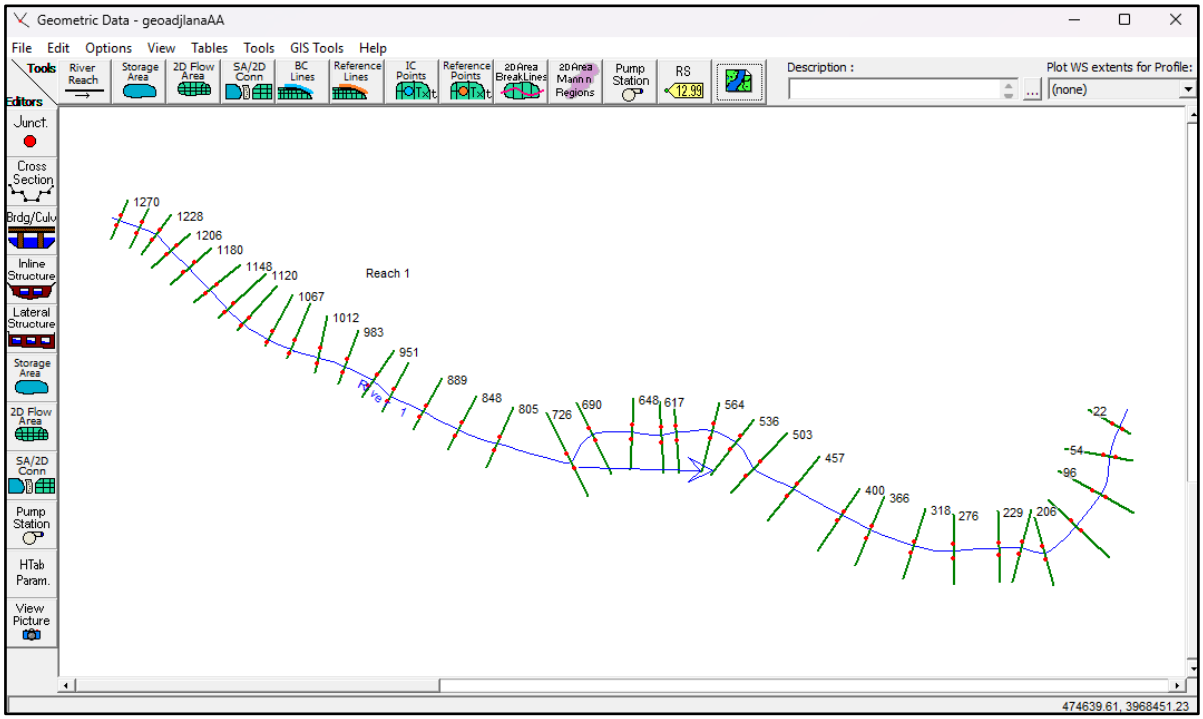
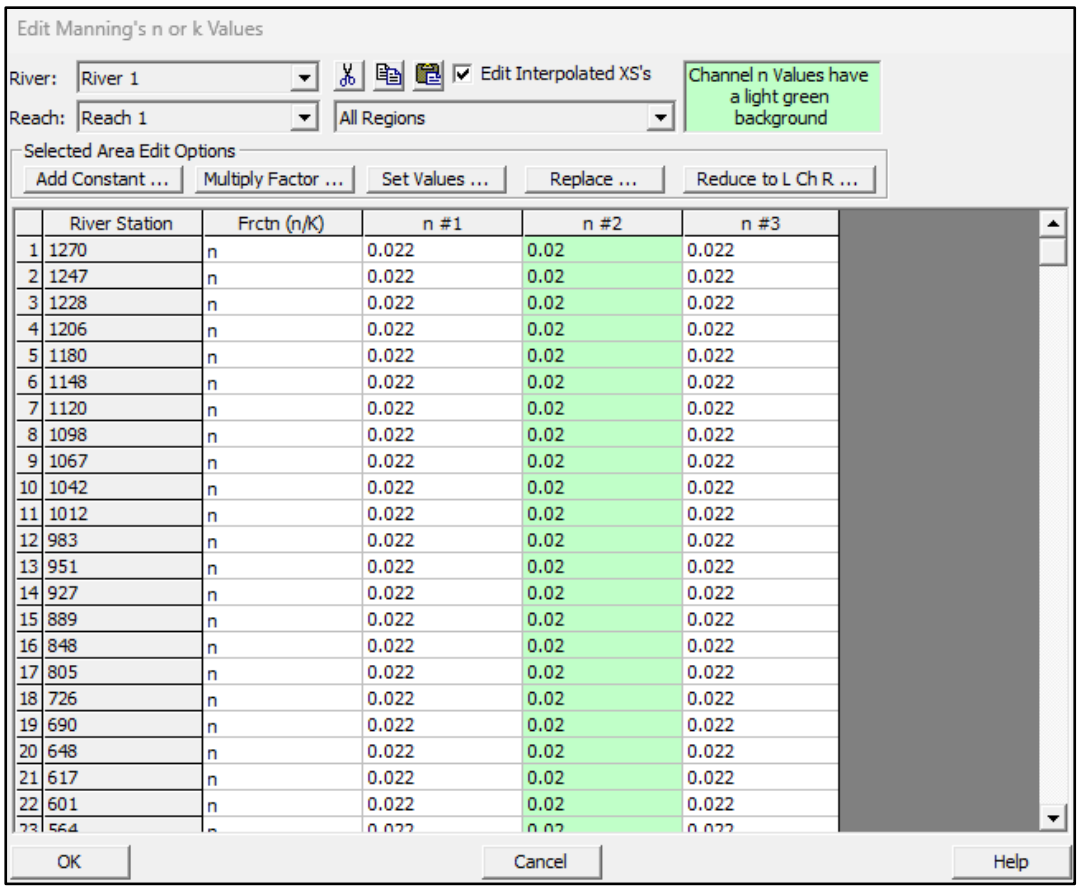


Figure IV.20: Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued

Une fois la géométrie du cours d'eau définie dans RAS Mapper**,** il est nécessaire d'attribuer des valeurs du coefficient de Manning (n) aux différentes portions du lit et des berges. Ce coefficient permet de quantifier la rugosité de la surface et donc la résistance à l'écoulement**.** Pour les terrains naturels, les valeurs de Manning sont généralement estimées à partir de la nature du sol**,** de la végétation**,** et de l'état morphologique du lit (Chen & Cotton, 1986). Dans le cas de la zone d'étude, des coefficients ont été affectés selon les caractéristiques observées sur le terrain : un n faible pour les zones dégagées (lit mineur) et des valeurs plus élevées pour les berges végétalisées ou irrégulières (lit majeur).

La figure suivante présente l'affectation des coefficients de Manning aux différentes zones du lit du cours d'eau dans RAS Mapper :



	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	1270	n	0.022	0.02	0.022
2	1247	n	0.022	0.02	0.022
3	1228	n	0.022	0.02	0.022
4	1206	n	0.022	0.02	0.022
5	1180	n	0.022	0.02	0.022
6	1148	n	0.022	0.02	0.022
7	1120	n	0.022	0.02	0.022
8	1098	n	0.022	0.02	0.022
9	1067	n	0.022	0.02	0.022
10	1042	n	0.022	0.02	0.022
11	1012	n	0.022	0.02	0.022
12	983	n	0.022	0.02	0.022
13	951	n	0.022	0.02	0.022
14	927	n	0.022	0.02	0.022
15	889	n	0.022	0.02	0.022
16	848	n	0.022	0.02	0.022
17	805	n	0.022	0.02	0.022
18	726	n	0.022	0.02	0.022
19	690	n	0.022	0.02	0.022
20	648	n	0.022	0.02	0.022
21	617	n	0.022	0.02	0.022
22	601	n	0.022	0.02	0.022
23	564	n	0.022	0.02	0.022

Figure IV.21: Insertion des valeurs de Manning (terrain naturel**)**

IV.6.4 Données hydrométriques et conditions aux limites

La modélisation hydraulique avec HEC-RAS repose sur la définition des débits d'entrée ainsi que des conditions aux limites, nécessaires au calcul des profils de surface libre. Ces conditions incluent notamment le coefficient de Manning, la hauteur critique ou encore la pente d'énergie, permettant de simuler le comportement de l'écoulement dans chaque section du cours d'eau (Brunner, 2021). Le logiciel permet de traiter plusieurs débits simultanément, que ce soit en régime fluvial (subcritique), torrentiel (supercritique), ou en régime mixte (Gary, 2010).

Dans le cas d'un écoulement permanent, la définition des conditions aux limites est indispensable aux extrémités du tronçon étudié (amont, aval ou les deux) pour permettre à HEC-RAS de résoudre les équations de Saint-Venant (Chow, 1959). Dans le cadre de cette étude, le régime d'écoulement étant mixte, les calculs sont effectués pour les deux cas (supercritique et subcritique). Les conditions aux limites ont été définies en utilisant la profondeur normale aux deux extrémités du tronçon. Une pente d'énergie a été estimée à partir de la pente naturelle du

lit sur la portion aval, et introduite dans le modèle. Cette valeur est utilisée par HEC-RAS pour estimer la profondeur d'écoulement à l'aide de la formule de Manning-Strickler (Cheloufi & Foual, 2018).

Les étapes décrites sont illustrées dans les figures suivantes :

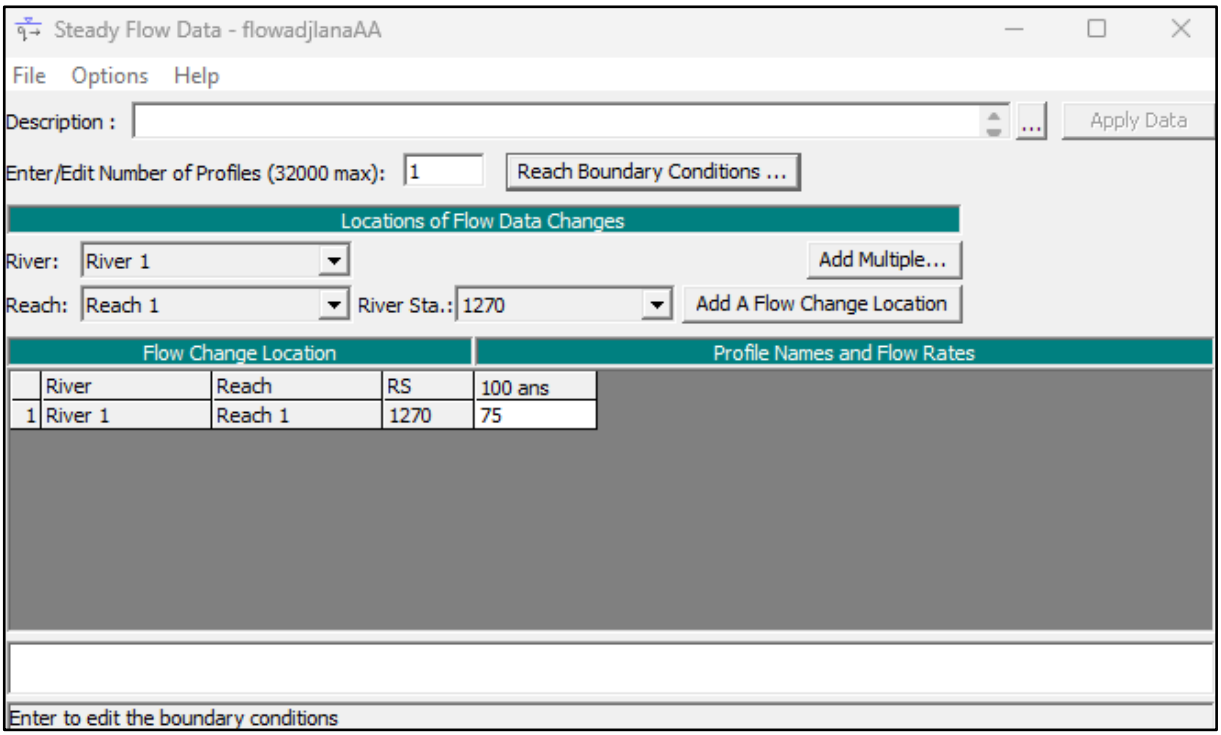


Figure IV.22: Insertion les données hydrauliques

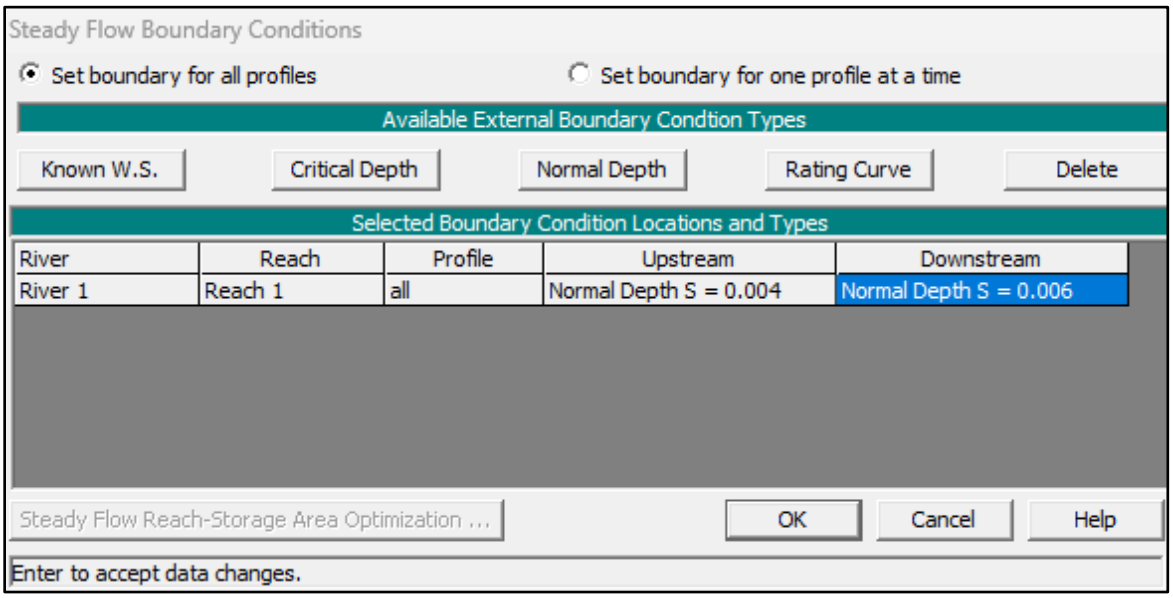


Figure IV.23: Définition des conditions aux limites

❖ **Simulation**

Après l'introduction des données géométriques, hydrométriques et des conditions aux limites dans le logiciel HEC-RAS, le choix du régime d'écoulement est essentiel pour le bon déroulement des calculs. Dans le cadre de cette étude, un régime mixte a été adopté, permettant ainsi la prise en compte des conditions à la fois subcritiques et supercritiques. Une fois ces paramètres définis, la simulation hydraulique peut être lancée.

IV.6.5 Résultats de la simulation

Les résultats de la simulation HEC-RAS permettent d'analyser le comportement de l'écoulement permanent le long du tronçon étudié. Ils fournissent des informations sur les hauteurs d'eau, les vitesses d'écoulement et les zones potentiellement inondables, facilitant ainsi l'évaluation du risque et la prise de décision en matière d'aménagement.

➢ **Profil en Long**

La ligne d'eau illustre une coupe longitudinale du tronçon étudié, mettant en évidence le niveau de la surface libre de l'oued ainsi que celui correspondant à la crue centennale.

La figure suivante présente la ligne d'eau du tronçon étudié :

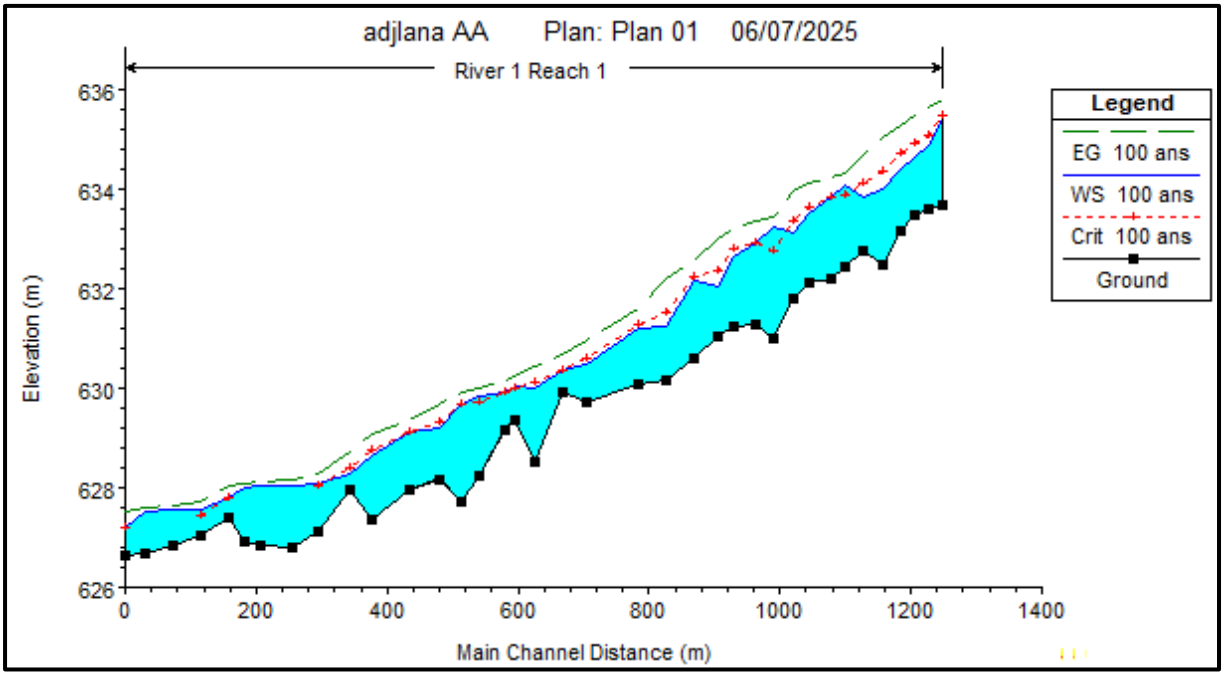


Figure IV.24: Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale

- **Vue en 3D**

HEC-RAS permet une représentation tridimensionnelle du tronçon modélisé, offrant une visualisation claire de l'évolution du niveau d'eau en fonction des différentes périodes de retour, ce qui facilite l'analyse du comportement des crues et de leur emprise spatiale.

La figure suivante présente la vue en 3D générée par HEC-RAS :

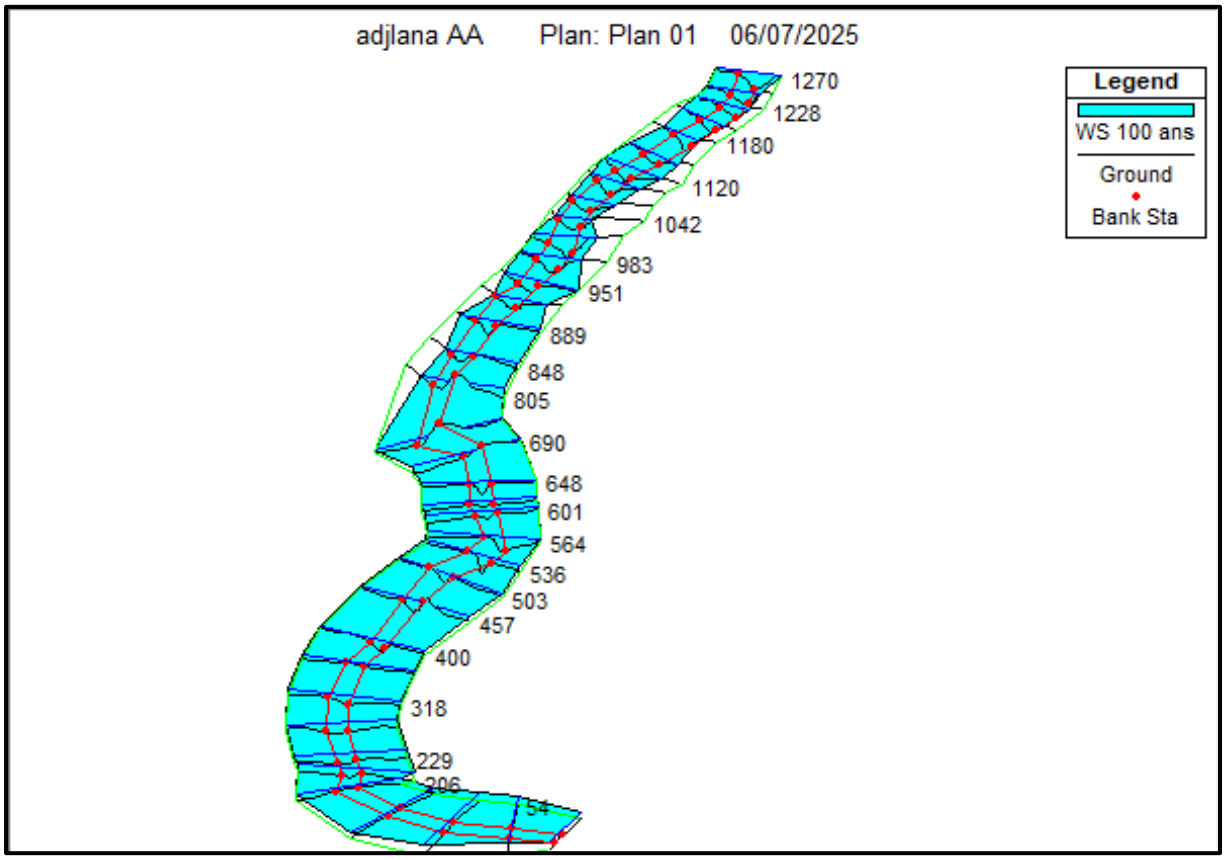


Figure IV.25: Vue en Plan en 3D

- **Restitution de la courbe de tarage**

À partir des résultats de la simulation dans HEC-RAS, une courbe de tarage a été établie, illustrant la relation entre le débit (en m^3/s) et la hauteur d'eau correspondante au niveau de l'exutoire du tronçon étudié.

La figure suivante présente la courbe de tarage obtenue à partir des résultats de simulation :

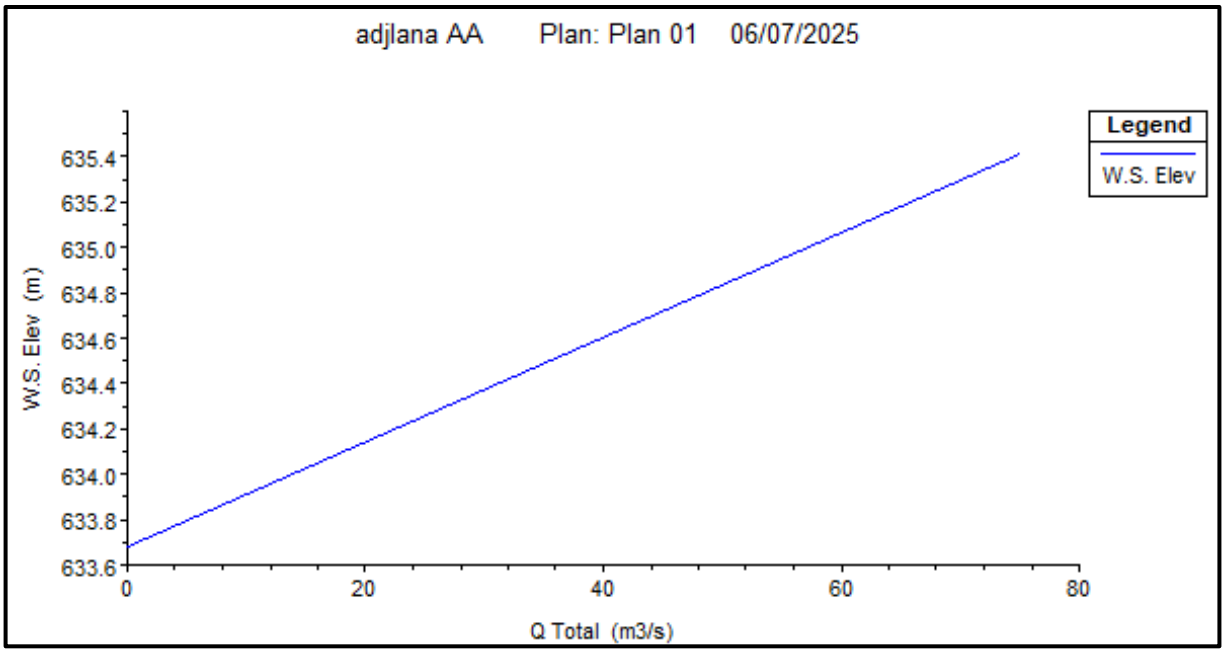


Figure IV.26: Courbe de tarage du tronçon modélisé d'oued Adjlana

- **Les profils en travers**

L'affichage des résultats par profil transversal dans HEC-RAS permet d'obtenir un niveau de détail élevé à chaque point d'analyse le long du tracé du cours d'eau, facilitant ainsi l'interprétation hydraulique de chaque section (Brunner, 2020).

Les figures suivantes présentent quelques résultats graphiques obtenus à partir de la simulation :

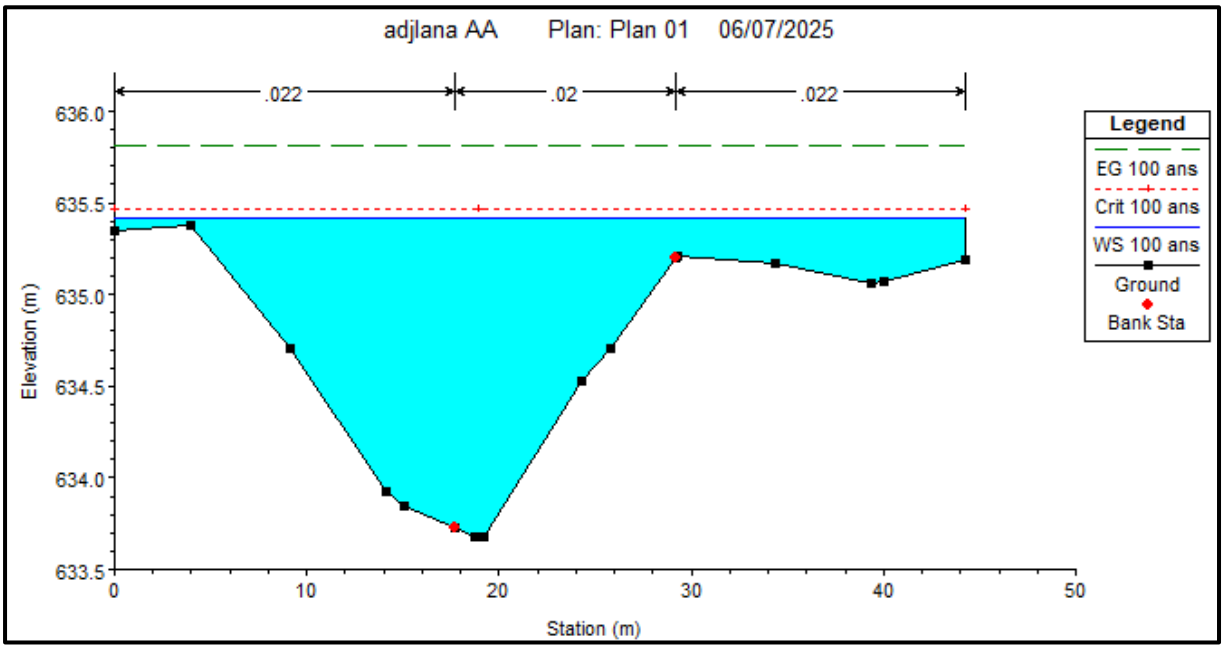


Figure IV.27: profil en travers de la section 1270

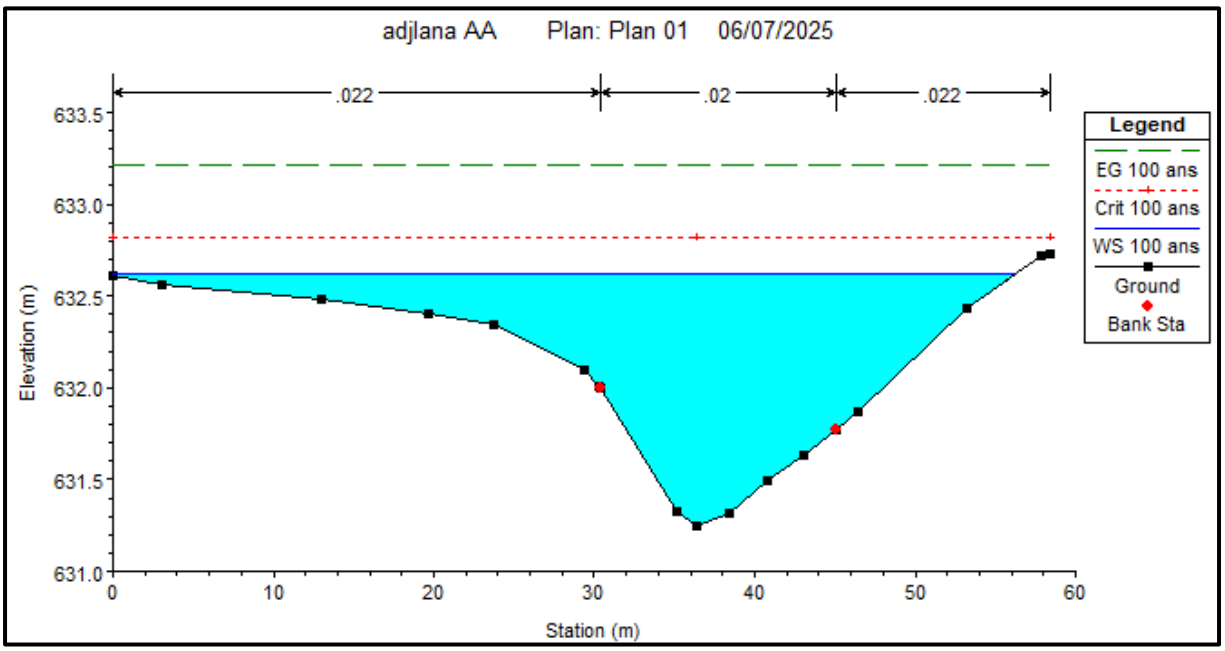


Figure IV.28: profil en travers de la section 951

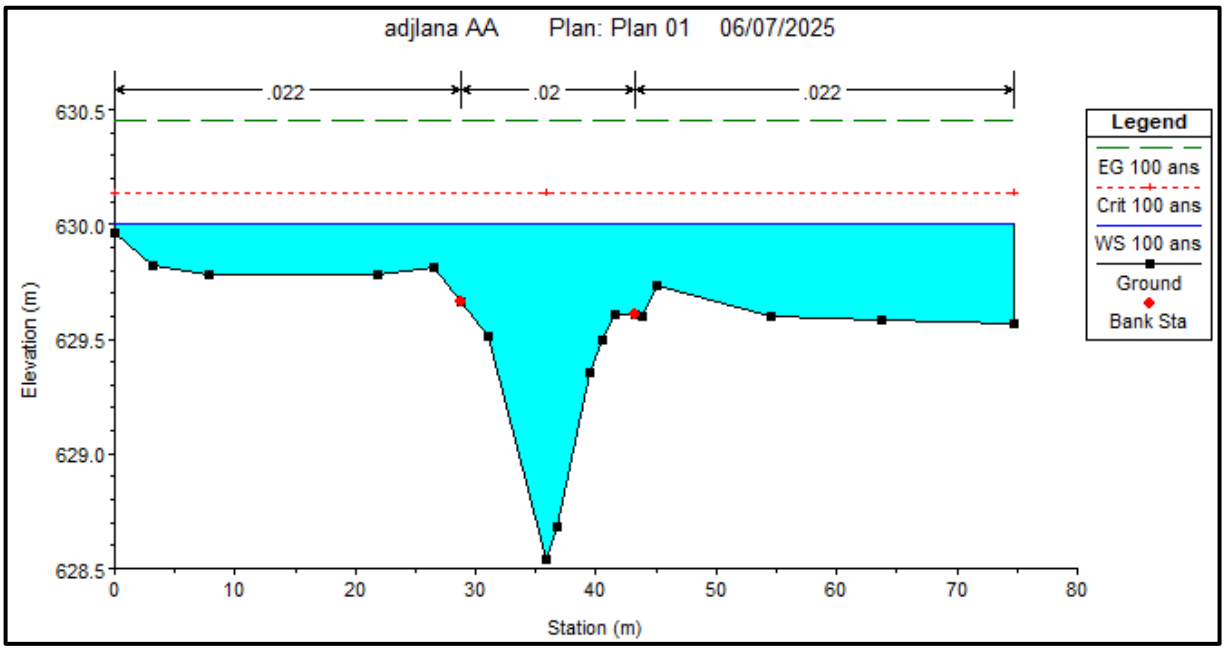


Figure IV.29: profil en travers de la section 648

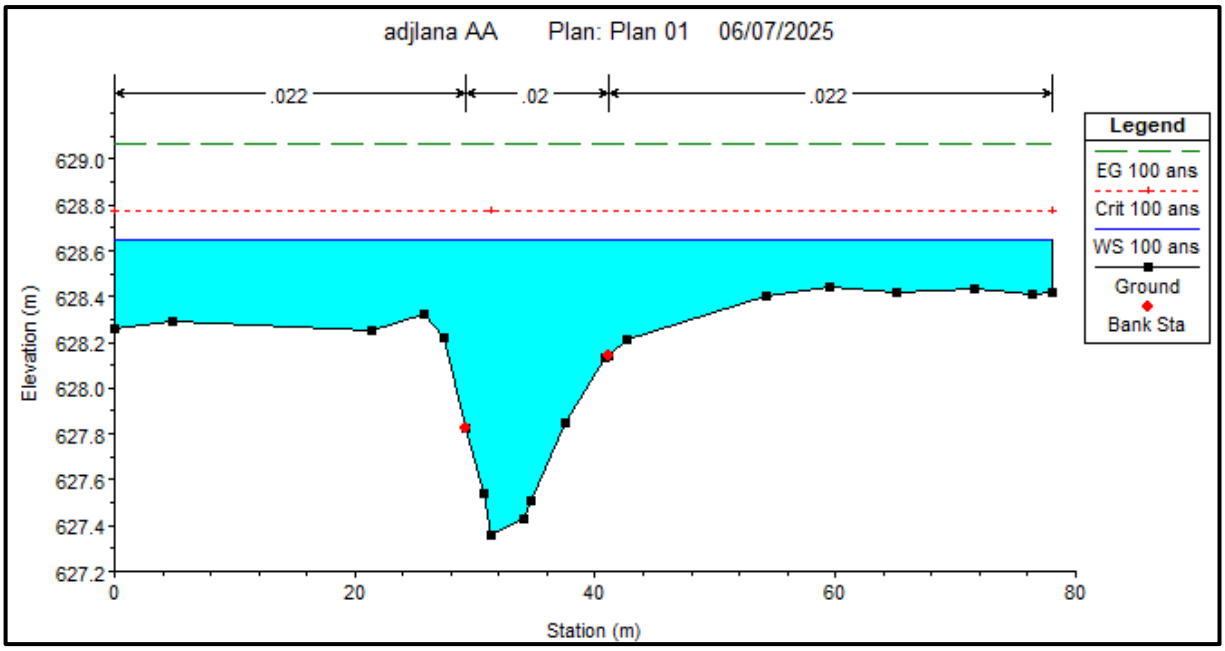


Figure IV.30: profil en travers de la section 400

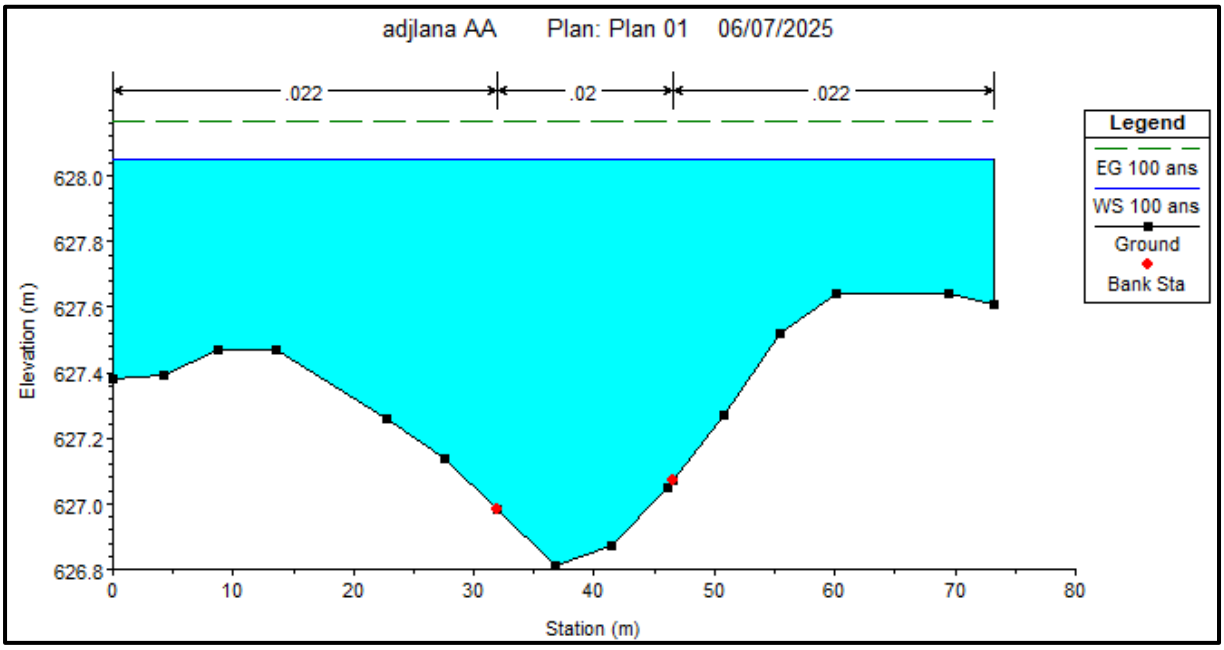


Figure IV.31: profil en travers de la section 276

➢ Variation de Vitesse d'écoulement

L'analyse des vitesses d'écoulement obtenues à partir de la simulation permet de mieux comprendre la dynamique hydraulique du cours d'eau. La figure suivante présente cette variation selon les distances depuis l'exutoire.

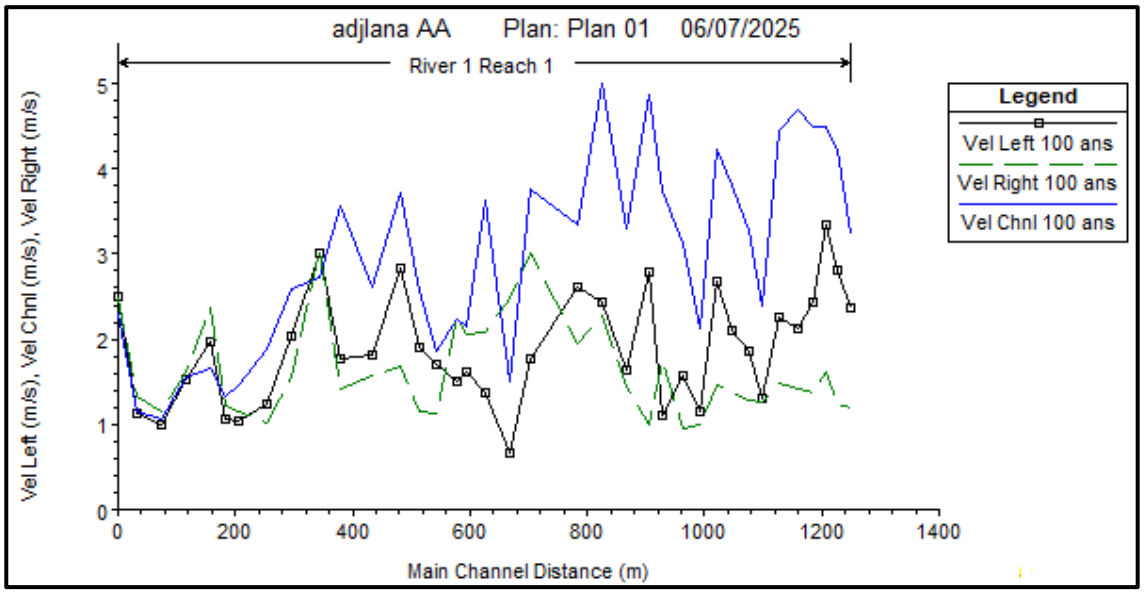


Figure IV.32: variation de la vitesse en fonction de la distance

➢ Variation de nombre de Froude

Pour analyser la nature du régime d'écoulement (fluvial, critique ou torrentiel), le nombre de Froude est un indicateur essentiel. Sa variation selon la distance à partir de l'exutoire est illustrée ci-dessous.

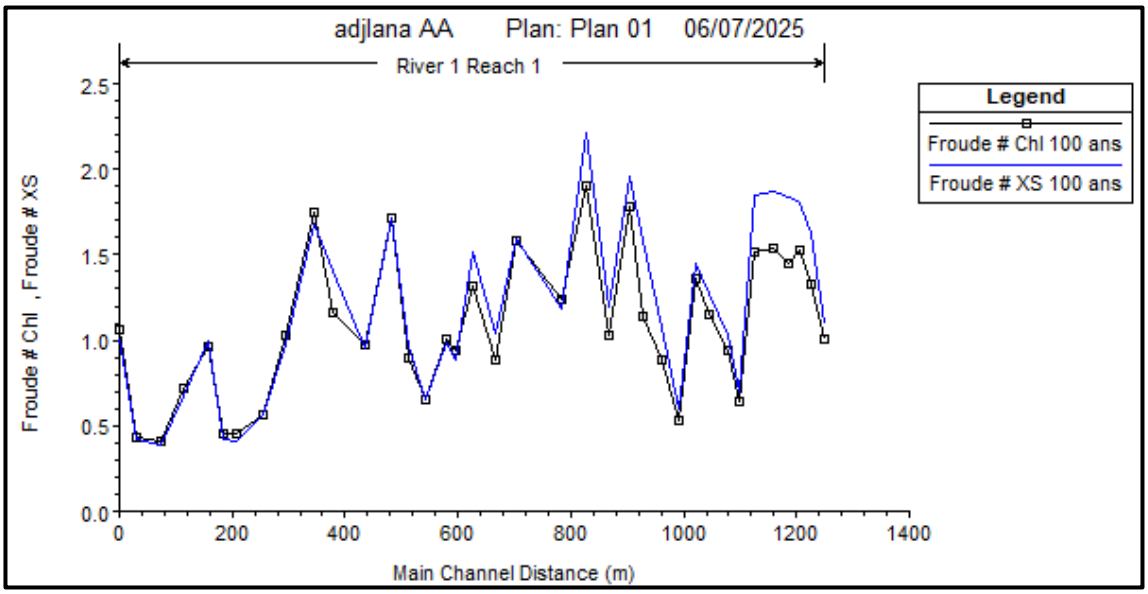


Figure IV.33: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance

Le logiciel HEC-RAS permet également de générer des tableaux récapitulatifs regroupant l'ensemble des paramètres hydrauliques (niveaux d'eau, débits, vitesses, nombres de Froude, etc.) pour différents types de structures hydrauliques, telles que les barrages**,** zones de stockage**,** seuils ou ponts. Ces tableaux peuvent être établis pour chaque profil en travers indépendamment ou pour l'ensemble des sections du tronçon simulé. Cette fonctionnalité est particulièrement utile pour l'analyse comparative des sections ou la validation des résultats (US Army Corps of Engineers, HEC-RAS User's Manual, 2021).

Le tableau suivant présente les résultats obtenus à l'issue de la simulation hydraulique :

Tableau IV-3: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1270	633.68	635.41	635.47	635.81	0.004001	3.23	29.37	44.3	1.01
1247	633.58	634.89	635.06	635.66	0.006785	4.23	21.83	37.65	1.32
1228	633.46	634.66	634.91	635.49	0.009554	4.5	20.89	40.65	1.53
1206	633.15	634.41	634.72	635.28	0.008277	4.49	20.81	39.77	1.44
1180	632.46	634.01	634.37	635.04	0.009553	4.68	18.35	31.21	1.53
1148	632.76	633.84	634.11	634.68	0.00946	4.45	21.47	44.03	1.52
1120	632.43	634.1	633.87	634.3	0.001453	2.39	42.06	49.36	0.64
1098	632.19	633.84	633.84	634.24	0.003264	3.27	30.04	39.69	0.94
1067	632.12	633.51	633.64	634.11	0.005033	3.81	24.06	32.12	1.15
1042	631.81	633.13	633.36	633.94	0.007356	4.22	19.74	25.41	1.36
1012	630.99	633.24	632.76	633.43	0.000969	2.12	43.9	41.91	0.54
983	631.28	632.93	632.93	633.35	0.002811	3.13	29.9	41.02	0.88
951	631.25	632.62	632.82	633.22	0.004984	3.74	26.82	56.29	1.14
927	631.05	632.04	632.38	632.99	0.013769	4.86	19.04	37.86	1.78
889	630.58	632.17	632.25	632.56	0.004136	3.3	31.89	57.45	1.03
848	630.16	631.22	631.5	632.2	0.016174	4.99	19.73	49.07	1.91

Tableau IV-3: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Suite et fin)

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
805	630.08	631.19	631.28	631.61	0.006752	3.33	27.27	45.89	1.24
726	629.74	630.46	630.6	630.94	0.011968	3.76	26.2	69.26	1.58
690	629.91	630.38	630.38	630.67	0.004574	1.5	32.2	58.3	0.88
648	628.54	630	630.14	630.46	0.007473	3.63	29.66	74.8	1.31
617	629.37	630.05	630.01	630.25	0.004233	2.15	38.5	75.3	0.94
601	629.18	629.94	629.94	630.17	0.00507	2.23	36.13	75.5	1.01
564	628.25	629.86	629.71	629.99	0.001797	1.86	48.47	74.5	0.65
536	627.71	629.67	629.67	629.92	0.003425	2.56	38.24	73.4	0.89
503	628.18	629.18	629.32	629.68	0.014923	3.71	25.6	75.85	1.71
457	627.95	629.14	629.14	629.37	0.004206	2.6	38.14	76.46	0.97
400	627.36	628.65	628.77	629.06	0.005461	3.57	32.87	78.1	1.17
366	627.96	628.27	628.4	628.73	0.019084	2.73	25.08	77.6	1.75
318	627.14	628.06	628.06	628.29	0.004813	2.6	36.88	76.4	1.03
276	626.81	628.05		628.17	0.001183	1.88	54.26	73.2	0.56
229	626.83	628.04		628.11	0.000775	1.46	64.19	74.3	0.45
206	626.93	628.02		628.09	0.00084	1.32	64.22	78	0.45
181	627.39	627.79	627.79	628.03	0.005441	1.67	35.36	72.9	0.97
137	627.04	627.58	627.45	627.7	0.002639	1.55	47.76	87.3	0.72
96	626.83	627.57		627.63	0.000769	1.07	69.92	90	0.41
54	626.68	627.52		627.59	0.000839	1.15	62.48	72.2	0.44
22	626.65	627.2	627.2	627.51	0.005633	2.31	30.54	50.2	1.06

Avec :

Min Ch El : Altitude du radier du canal.

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calcule.

E.G Elev : Altitude de la ligne d'Energie.

E.G Slope : Pente de la ligne d'Energie.

Vel chnl : Vitesse d'écoulement.

Flow area : Section mouillée.

Top width : Largueur du miroir.

Froude chl : Nombre de Froude.

❖ **Interprétation**

L'analyse du niveau d'eau au sein des différentes sections transversales de l'oued révèle une submersion généralisée sur l'ensemble du tronçon étudié. Cette situation est caractérisée par :

- Une vitesse d'écoulement variant entre 1.07 m/s et 4.99 m/s,
- Le régime d'écoulement montre une variation notable tout au long de l'oued, comme l'indiquent les valeurs du nombre de Froude, comprises entre 0,41 et 1,78.

IV.7 La cartographie du risque de l'inondation

Une fois les profils d'inondation générés à l'aide du logiciel HEC-RAS**,** la phase suivante consiste à identifier et cartographier les zones à risque d'inondation. Cette étape repose sur l'analyse des hauteurs d'eau dans les différentes sections transversales du cours d'eau, ce qui permet de détecter les points de débordement potentiels (US Army Corps of Engineers, 2021).

Pour ce faire, l'outil RAS Mapper, intégré à HEC-RAS, a été utilisé afin de simuler l'état hydraulique du lit de l'oued lors d'une crue centennale. Cette approche a permis la génération de cartes de zones inondables, indispensables à l'analyse spatiale du risque (Cheloufi & Foual, 2018). Ces cartes constituent un support crucial pour évaluer les conséquences potentielles des inondations et orienter les mesures de prévention.

L'élaboration de cartes de risques vise à identifier les zones vulnérables, en intégrant plusieurs critères tels que la probabilité d'occurrence**,** l'intensité du phénomène**,** et le degré de maîtrise des aléas (Chow, 1959 ; Chanson, 2004). Cette analyse contribue à :

- Mettre en place un système de gestion et de contrôle des risques plus adapté ;
- Soutenir la prise de décision et l'élaboration de stratégies à différents niveaux administratifs ;
- Orienter la planification des interventions (telles que les audits de sécurité ou d'aménagement) en priorisant les zones les plus sensibles.

La gestion du risque d'inondation s'appuie ainsi sur une approche structurée, articulée autour de trois axes fondamentaux (Leopold & Maddock, 1953 ; Lancastre, 1996) :

- **L'anticipation** : identifier les menaces potentielles et préparer des scénarios de réponse ;
- **La protection et la prévention** : réduire la probabilité et/ou l'impact des inondations à travers des aménagements ou mesures réglementaires ;
- **La communication** : garantir une diffusion efficace de l'information vers les acteurs concernés, allant des autorités aux populations locales.

IV.7.1 Carte des profondeurs

Lors d'un événement d'inondation, la submersion se caractérise essentiellement par sa profondeur et sa portée spatiale**,** deux paramètres fondamentaux dans l'évaluation de l'aléa. Leur détermination nécessite l'usage de modèles hydrauliques ou d'une modélisation numérique fine des topographies du lit mineur et du lit majeur des cours d'eau (Graguid, 2011). Selon la profondeur d'eau atteinte, on distingue trois niveaux de submersion :

- Submersion légère : profondeur < 0,5 m ;
- Submersion modérée : 0,5 m ≤ profondeur < 1 m ;
- Submersion importante : profondeur ≥ 1 m (Graguid, 2011).

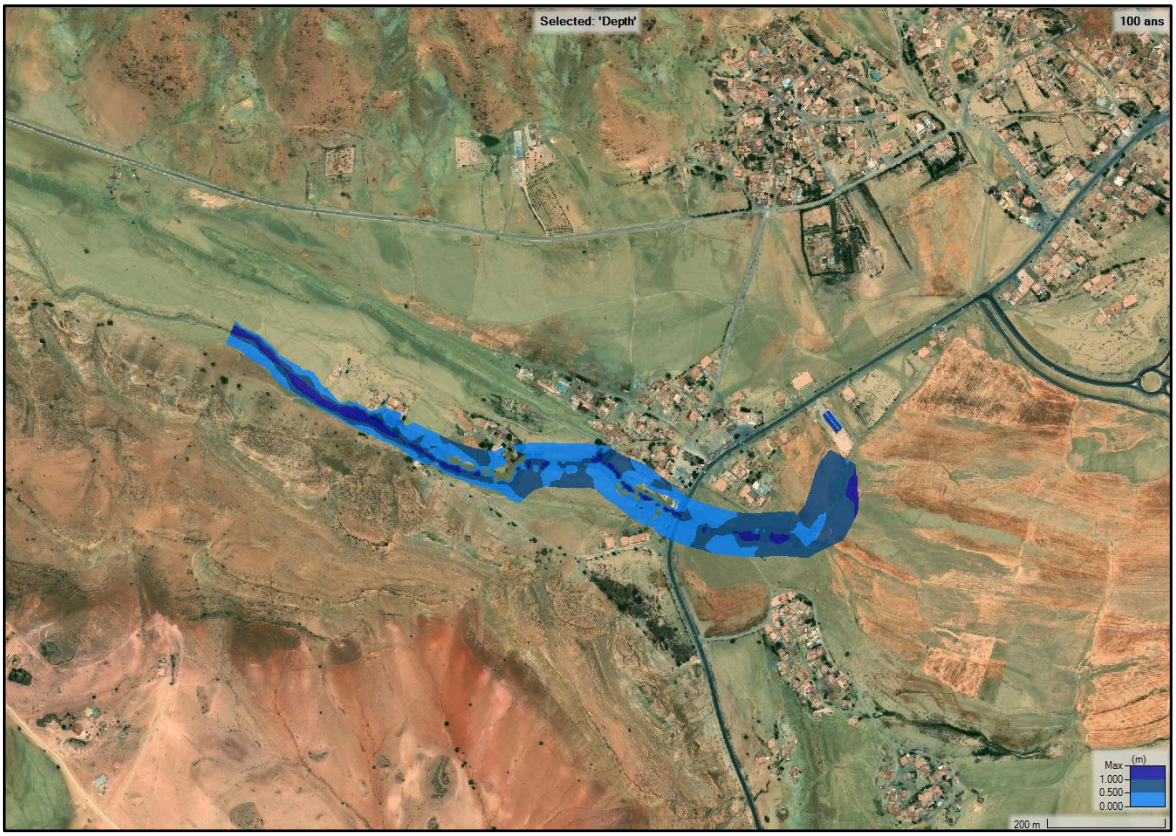


Figure IV.34: carte des profondeurs d'eau pour une crue centennale

La carte met en évidence une variation spatiale significative des profondeurs d'eau, allant de 0,01 m à 2,28 m. Les zones les plus foncées, correspondant aux profondeurs les plus élevées, sont principalement localisées dans les secteurs les plus encaissés du lit majeur, ainsi qu'en aval de certains rétrécissements du lit. Une extension latérale de l'inondation est observée, affectant plusieurs zones bâties situées à proximité immédiate de l'oued, ce qui souligne un risque élevé d'exposition aux inondations.

IV.7.2 Cartes des vitesses

Les vitesses d'écoulement de l'eau sont réparties en trois catégories :

- **Faible vitesse :** inférieure à 0,2 m/s ;
- **Vitesse modérée :** comprise entre 0,2 m/s et 0,5 m/s ;
- **Forte vitesse :** supérieure à 0,5 m/s.

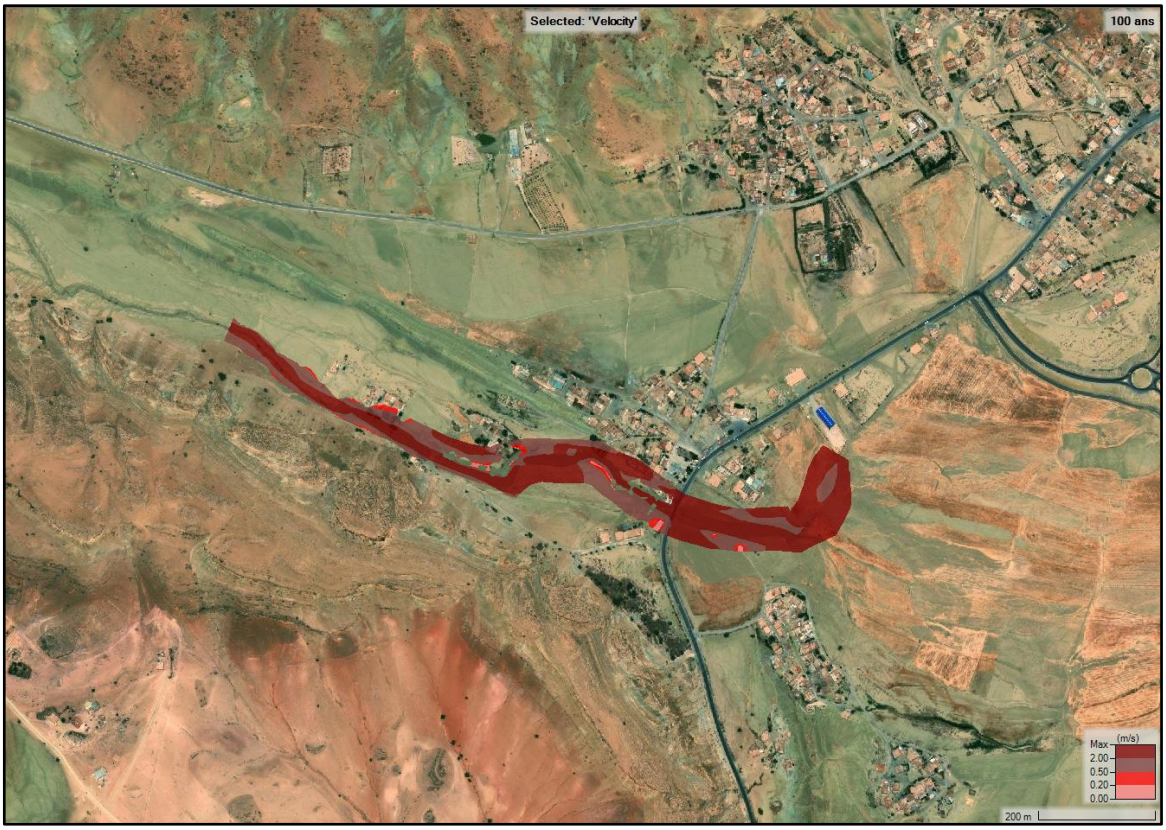


Figure IV.35: carte des vitesses d'eau pour une crue centennale

IV.7.3 Cartes d'alea

L'évaluation de l'aléa inondation repose sur la combinaison de deux paramètres hydrauliques fondamentaux : la vitesse d'écoulement de l'eau et la hauteur de submersion. Cette double approche permet de caractériser plus finement l'intensité du danger en zone inondable. Selon les critères proposés par la Direction Départementale des Territoires (DDT, 2012), cette évaluation permet de distinguer quatre niveaux d'intensité d'aléa — faible, moyen, fort et très fort — chacun étant associé à une couleur spécifique sur les cartes d'aléas. Ces catégories sont déterminées à partir des seuils définis dans le tableau ci-après

Tableau IV-4: Critères d'évaluation de l'intensité d'aléa inondation (DDT,2012)

Hauteur d'eau (H)	Faible V (<0.2)	Moyenne V (0.2–0.5)	Forte V (>0.5)
H < 0,5 m	Faible	Moyen	Fort
0,5 m < H < 1,0 m	Moyen	Moyen	Fort
1,0 m < H < 2,0 m	Fort	Fort	Fort
H ≥ 2,0 m	Très Fort	Très Fort	Très Fort

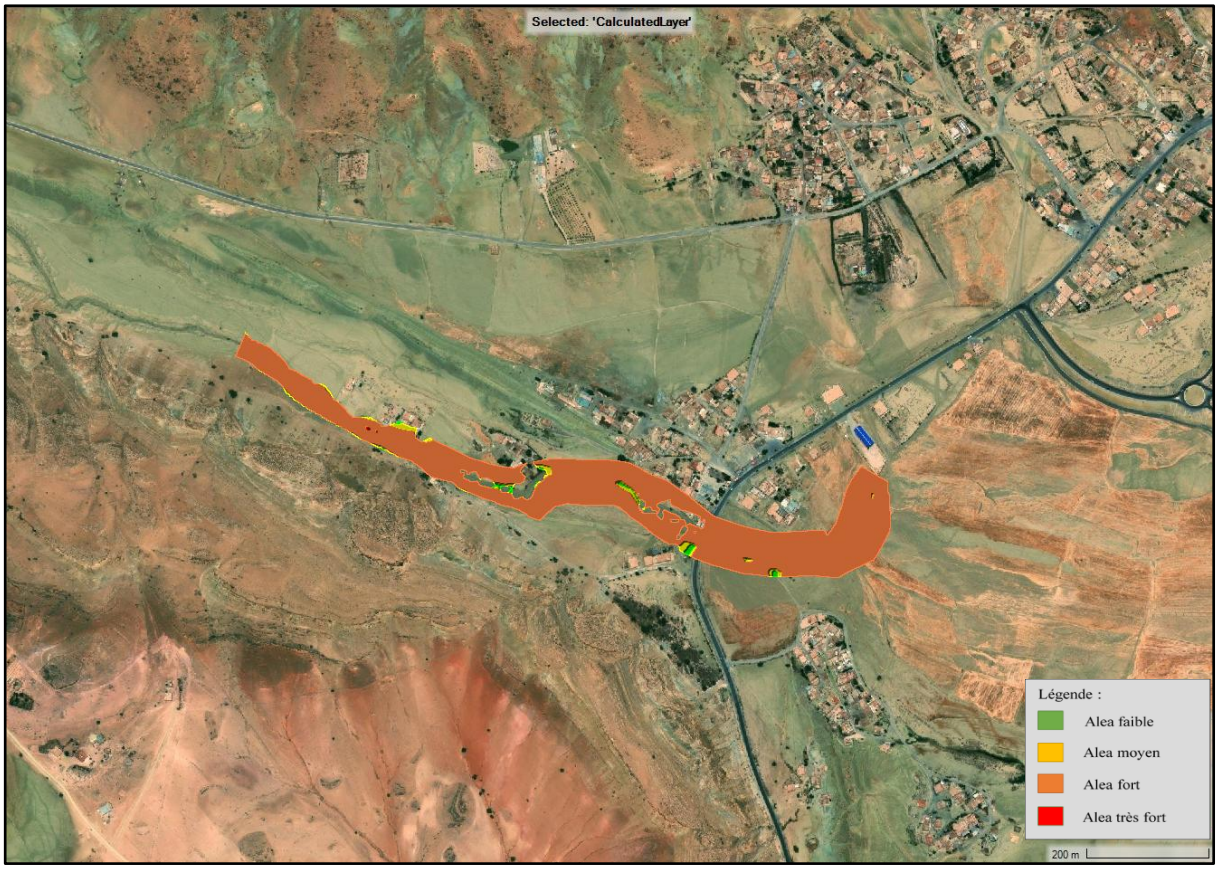


Figure IV.36: Carte de l'aléa pour la crue centennale

La figure illustre la répartition spatiale de l'aléa inondation dans la région d'Adjlana, en distinguant deux niveaux d'intensité : aléa fort (en orange) et aléa très fort (en rouge). On constate que les zones exposées à un aléa très fort sont localisées principalement au centre de la zone urbanisée, en étroite proximité du lit de l'Oued. Cette concentration s'explique par une combinaison de profondeurs d'eau importantes (souvent > 2 m) et de vitesses d'écoulement élevées (> 0,5 m/s), comme l'indique la classification issue du DDT (2012). Ces secteurs présentent donc un risque hydraulique élevé, nécessitant une vigilance particulière et des mesures de protection prioritaires. À l'inverse, les zones en orange montrent un aléa fort, avec des conditions hydrauliques moins critiques mais toujours préoccupantes. Cette carte constitue ainsi un outil d'aide à la décision pour orienter les aménagements et renforcer la résilience du tissu urbain face aux crues futures.

Conclusion

Ce chapitre a permis d'analyser la réaction de la zone d'étude face à une inondation provoquée par une crue centennale. Grâce à la modélisation hydraulique réalisée avec HEC-RAS, les zones potentiellement submergées ont été localisées et une cartographie des hauteurs d'eau a été établie, permettant d'identifier avec précision les niveaux de submersion aux points sensibles du bassin.

Cette démarche constitue un appui fondamental à la définition de stratégies de réduction des risques. Les données issues de la simulation serviront de référence dans la recherche de solutions de protection efficaces et adaptées aux caractéristiques spécifiques du site. L'enjeu principal réside dans la mise en place de dispositifs durables, capables de limiter les impacts des crues futures sur les infrastructures et les populations

Chapitre V :

Étude des variantes d’aménagement

Introduction

L'objectif principal de cette étude est d'assurer une protection efficace de la ville d'Adjlana contre les risques d'inondation. Cette protection repose sur l'identification et l'évaluation des solutions d'aménagement les plus appropriées. À cet effet, plusieurs variantes ont été proposées en s'appuyant sur les résultats issus des chapitres précédents, notamment les analyses hydrologiques et hydrauliques menées via le logiciel HEC-RAS. Le choix des aménagements retenus tient compte des spécificités naturelles de la zone d'étude, telles que le relief, la topographie, l'occupation du sol et les caractéristiques morphologiques du cours d'eau traversant la ville.

V.1 Principe d'aménagement

V.1.1 La protection contre les crues

Les approches adoptées pour atténuer le risque d'inondation dans les zones exposées peuvent être regroupées en deux catégories principales :

- **Protection rapprochée (ou directe)**

La protection rapprochée vise à agir directement sur les zones exposées aux inondations, en mettant en œuvre un ensemble de mesures structurantes destinées à améliorer la capacité d'évacuation des eaux et à sécuriser les infrastructures vulnérables (Graguid, 2011).

- **Curage et débroussaillage** : Ces opérations permettent d'améliorer les conditions d'écoulement en éliminant les dépôts solides et la végétation excessive qui entravent le lit du cours d'eau. Cela contribue à réduire la rugosité hydraulique et à prévenir les débordements, notamment en milieu urbain (ONID, 2017).
- **Réalisation ou restauration de canaux** : Cette intervention vise à rétablir le lit naturel de l'oued, souvent altéré par l'urbanisation ou les aménagements routiers. Le but est de restaurer la capacité hydraulique initiale du cours d'eau (Beltaos & Burrell, 2003).
- **Recalibrage des lits** : Il s'agit d'élargir et de réajuster la profondeur des sections des oueds pour augmenter leur capacité d'écoulement et maintenir un gabarit conforme aux exigences de sécurité contre les crues (Chow, 1959).
- **Protection des berges** : Cette action comprend la construction d'ouvrages tels que les enrochements, murs en gabions ou rideaux végétalisés pour limiter l'érosion

causée par les crues ou les infiltrations. Ces protections sont cruciales à proximité des infrastructures sensibles comme les ponts ou les routes.

- **Endiguement** : L'édification de digues longitudinales sur les rives permet de contenir les crues, surtout dans les zones densément peuplées. Bien que cette solution soit souvent accessible grâce à l'utilisation de ressources locales, elle peut provoquer une montée du niveau d'eau et gêner le drainage des zones basses.

➢ **Protection éloignée (ou indirecte)**

La protection éloignée vise à maîtriser les crues à distance des zones urbanisées, en intervenant en amont des bassins versants ou sur les affluents potentiellement dangereux (Graguid, 2011 ; DDT, 2012).

- **Canaux de déviation** : Ces ouvrages servent à détourner tout ou partie du débit d'un cours d'eau vers un exutoire alternatif moins vulnérable, réduisant ainsi la pression sur les zones habitées.
- **Aménagement des bassins versants** : Cette approche repose sur la lutte contre l'érosion des sols en amont, à travers l'implantation de seuils en gabions, de fascines ou de plantations anti-érosives. Elle permet de ralentir les ruissellements et de piéger les sédiments (FAO, 2010).
- **Construction de barrages de retenue** : Les barrages jouent un rôle essentiel dans la régulation des crues en retenant temporairement les volumes d'eau excédentaires, qui seront ensuite relâchés de manière contrôlée. Leur efficacité dépend de leur capacité de stockage et de leur gestion en période de crue (USACE, 2021).

V.1.2 Protection contre l'érosion

Lorsque l'eau grignote lentement les berges, le paysage change discrètement mais dangereusement. L'érosion devient alors une menace silencieuse, surtout dans les zones rurales où les infrastructures, comme les routes, longent les rivières sans véritable protection. En l'absence de talus naturels ou d'aménagements adaptés, chaque crue, même modérée, peut fragiliser les sols, mettant en péril les voies de communication et les terres agricoles. Ce risque devient d'autant plus critique lorsque les enjeux humains ou économiques sont présents à proximité immédiate du lit du cours d'eau.

➢ **Érosion du lit**

L'érosion du lit peut résulter de plusieurs facteurs :

- **Origine naturelle** : Le lit du cours d'eau tend à s'ajuster aux nouvelles conditions hydrologiques et sédimentaires. Ce processus naturel se traduit souvent par une baisse progressive de la pente du lit, en réponse aux changements du débit ou du transport solide.
- **Exploitation des matériaux** : Les prélèvements de sables ou de graviers dans le lit du cours d'eau provoquent des perturbations morphologiques. Ils entraînent généralement une érosion régressive vers l'amont, et parfois une extension vers l'aval.
- **Présence d'ouvrages** : Les aménagements comme les digues, remblais ou autres constructions hydrauliques conçus pour limiter les débordements modifient également les conditions d'écoulement. Cela peut perturber l'équilibre sédimentaire et accentuer l'érosion du lit.

➢ **Érosion des berges**

L'érosion des berges survient lorsque le courant fluvial détache et emporte les particules du sol constituant la berge. Ce phénomène s'intensifie si la vitesse de l'eau ou les turbulences dépassent la résistance mécanique du sol. L'érosion est d'autant plus marquée lorsque le courant frappe la berge de manière oblique.

- **Éboulement** : Cette situation se manifeste quand une portion de berge en surplomb s'effondre à la suite d'une déstabilisation à sa base.
- **Affouillement** : Il s'agit d'une érosion localisée au pied des berges ou autour des ouvrages hydrauliques, due à l'action continue du courant.

Les méthodes de protection des berges se divisent principalement en deux catégories :

- **Revêtement linéaire** : Cette technique consiste à couvrir les berges avec des matériaux résistants à l'érosion, comme des blocs d'enrochement, des tapis géotextiles ou du béton, afin de stabiliser les zones fragiles.
- **Installation d'épis** : Ces structures transversales visent à rediriger le courant, à réduire la largeur du lit en période d'étiage, et à atténuer l'impact de l'écoulement rapide sur les berges. Elles contribuent également à ralentir l'érosion et à améliorer la navigation fluviale.

Ces deux approches sont souvent combinées pour offrir une protection efficace et durable contre l'érosion fluviale.

V.1.3 Calcul hydraulique des canaux

La formule adoptée pour le dimensionnement hydraulique est celle de Manning-Strickler, applicable à différentes formes de sections ouvertes. Elle permet de déterminer le débit d'écoulement à travers un canal en prenant en compte les caractéristiques géométriques et les conditions d'écoulement. Elle s'exprime comme suit :

$$Q = \frac{1}{n} \times Sm \times Rh^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \qquad \textbf{(V.1)}$$

Avec :

Q : débit d'écoulement (m^3/s)

n : coefficient de rugosité de Manning

$\mathbf{S_m}$: section mouillée (m^2)

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

$\mathbf{R_h}$: rayon hydraulique (m), défini par la relation :

$$Rh = \frac{Sm}{Pm} \qquad \textbf{(V.2)}$$

Où $\mathbf{P_m}$ représente le périmètre mouillé.

Cette équation est utilisée pour le dimensionnement de canaux de différentes géométries. Les éléments géométriques tels que la section mouillée, le périmètre mouillé et le rayon hydraulique varient selon la forme du canal (trapézoïdal, rectangulaire, triangulaire, etc.).

La figure suivante présente les formules nécessaires au calcul de ces paramètres pour cinq types de sections standards utilisées en hydraulique :

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

Figure V.1: Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000)

V.1.4 Choix des paramètres de dimensionnement

- **Pente du projet**

La détermination de la pente longitudinale est une étape cruciale avant d'engager tout calcul hydraulique. Une pente mal choisie peut entraîner des écoulements instables ou inefficaces. Dans le cadre de cette étude, une pente uniforme a été adoptée pour chaque tronçon du canal afin de garantir la régularité de l'écoulement et simplifier le dimensionnement.

- **Coefficient de rugosité**

Le coefficient de rugosité de Manning (n) reflète la résistance que le revêtement du canal oppose à l'écoulement. Ce paramètre varie selon la nature du matériau constituant les parois du canal. Par exemple, un canal en béton présente une rugosité plus faible qu'un canal en terre ou en gabions.

Le tableau ci-dessous récapitule quelques valeurs types :

Tableau V-1: Valeurs du coefficient de rugosité (Chen et Cotton, 1986)

Revêtement du canal	**n (Manning)**
Béton	0.013
Terre	0.022
Pierre	0.025
Gabion	0.030

- **Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)**

Dans un canal à surface libre, des aléas comme les dépôts solides, la croissance de végétation ou encore l'effet du vent peuvent engendrer une élévation non prévue de la ligne d'eau. Pour prévenir tout débordement**,** il est recommandé d'ajouter une revanche (marge de sécurité verticale) entre le niveau calculé de l'eau et la crête du canal. Cette valeur varie généralement de 0,30 m pour les petits canaux **à** 1,20 m pour les grands ouvrages (Lencastre, 2008).

Des recommandations précises, en fonction du débit, sont fournies comme suit :

Tableau V-2: La Revanche utilisée en fonction du débit (Degoutte,2012)

Débit Q (m^3/s)	**< 0.75**	**0.75 – 1.5**	**1.5 – 8.5**	**> 8.5**
Revanche (m)	0.45	0.60	0.75	0.90

- **Vitesse d'érosion**

Afin de prévenir les dégradations du lit et des berges des canaux provoquées par l'action dynamique du courant, il est essentiel de maintenir la vitesse d'écoulement en dessous de la vitesse moyenne limite d'érosion. Les valeurs de cette vitesse critique varient selon la nature du revêtement du canal et sont présentées dans le tableau ci-dessous (Degoutte, 2012).

Tableau V-3: Les intervalles des vitesses pour éviter l'érosion du lit.

Type de revêtement	**Vitesse limite (m/s)**
Pavage en pierre (1 couche)	2.5 – 4.0
Gabions	4.0 – 6.0
Béton	6.0 – 10.0
Béton améliore	> 10.0

V.2 Étude de variantes

Trois variantes d'aménagement du cours d'eau ont été étudiées dans ce projet, notamment :

- **Variante 1**

- Construire un canal trapézoïdal en béton armé qui traverse l'agglomération de Adjlana.
- Cree un canal trapézoïdale non revêtu entre la route W19 et RN01

- **Variante 2**

- Construire un canal trapézoïdal en gabion avec un Fond en Matelas Reno qui traverse l'agglomération de Adjlana
- Cree un canal trapézoïdale non revêtu entre la route W19 et RN01

- **Variante 3**

- Réalisation d'un barrage déversoir dans le bassin afin de réduire le débit et d'atténuer la crue
- Cree un canal trapézoïdale non revêtu entre la route W19 et RN01

Dans le cadre de cette étude, un nouveau tracé de l'oued a été proposé afin d'optimiser l'écoulement des eaux et de réduire les risques d'inondation dans la zone d'étude. Cette nouvelle configuration permet de corriger les déviations non naturelles du lit actuel et d'améliorer la stabilité des berges. Elle tient compte de la topographie du terrain, des contraintes d'aménagement et des objectifs de protection contre les crues. La figure suivante présente le nouveau tracé projeté de l'oued Adjlana.

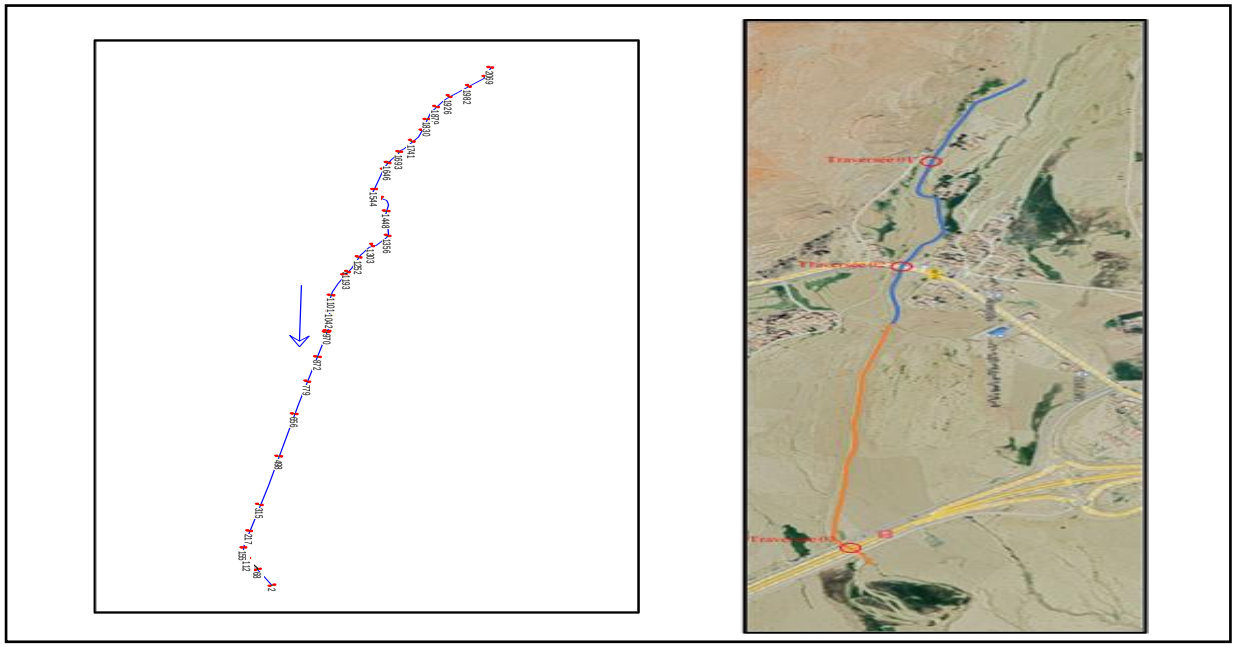


Figure V.2: Nouveau tracé proposé de l'oued Adjlana

V.2.1 Première variante

Cette première solution consiste à aménager l'oued Adjlana sous forme d'un canal trapézoïdal en béton armé traversant l'agglomération d'Adjlana. L'objectif principal est d'assurer une meilleure maîtrise des écoulements en zone urbaine, tout en protégeant les habitations et les infrastructures adjacentes.

Par ailleurs, un deuxième tronçon de canalisation est prévu entre la route W19 et la RN01, afin de canaliser les apports provenant de l'amont et de limiter le risque d'inondation dans ce secteur sensible.

- **Dimensionnement**

Les dimensions du canal ont été établies à l'aide du logiciel FLOW MASTER. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-4: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés

Tronçons	**1**	**2**
Section de départ	2069	970
Section d'arriver	970	2
Longueur (m)	1099	970
Pente du projet (m/m)	0.006	0.010
Fruit de talus	1	1
Largeur du fond (m)	8	8
Largeur au miroir (m)	10.8	11.2
Hauteur de la ligne d'eau	1.4	1.6
Hauteur du canal	2.5	2.5
Rugosité	0.013	0.022

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

Les dimensions géométriques du canal en amont sont illustrées dans la figure ci-après :

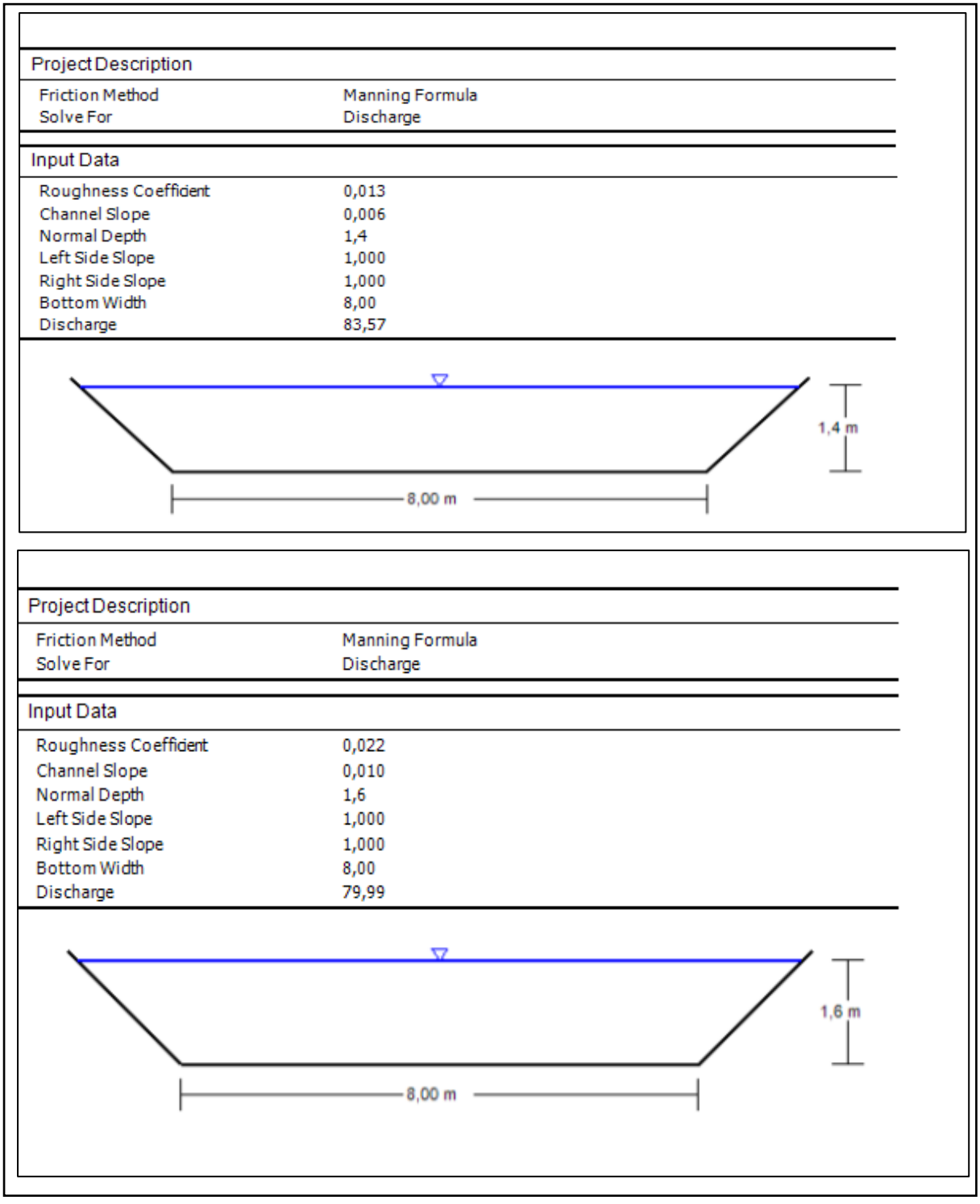


Figure V.3: Dimensions des canaux avec flow master

Trois ouvrages de traversée sont prévus le long du tracé. Leurs dimensions ont été définies en fonction du débit de crue, de la topographie locale et des contraintes d'aménagement. Le tableau suivant présente un résumé des principales caractéristiques de ces ouvrages :

Tableau V-5: Dimensions géométriques des ouvrages de traversée

Dalot	Largeur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)
01 (RS1650)	4×2	2	5
02 (RS1185)	4×2	2	8
03 (RS100)	4×2	2.3	30

La figure suivante illustre la représentation schématique du dalot modélisé dans HEC-RAS, montrant sa géométrie et son intégration dans le tronçon étudié

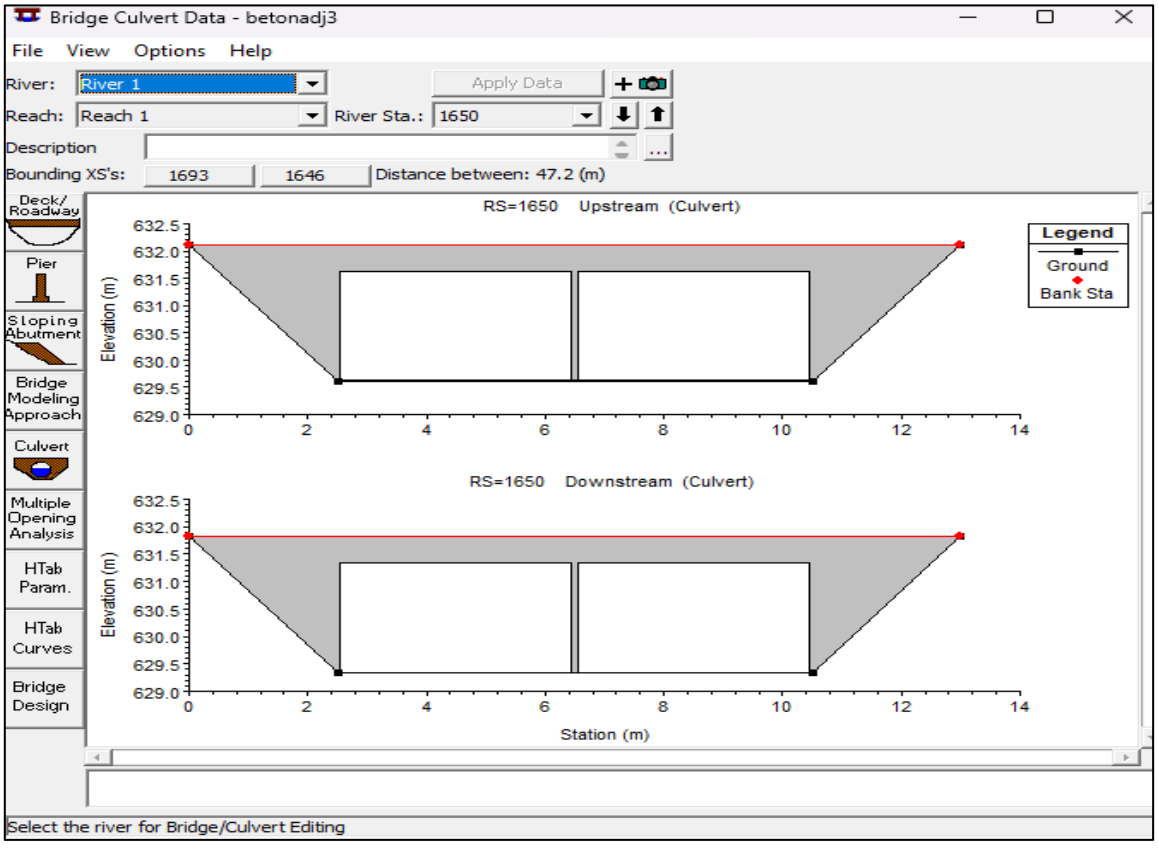


Figure V.4: Dalot sur HEC-RAS

➢ **Résultats de la simulation**

La figure ci-dessous illustre le profil en long du cours d'eau après aménagement :

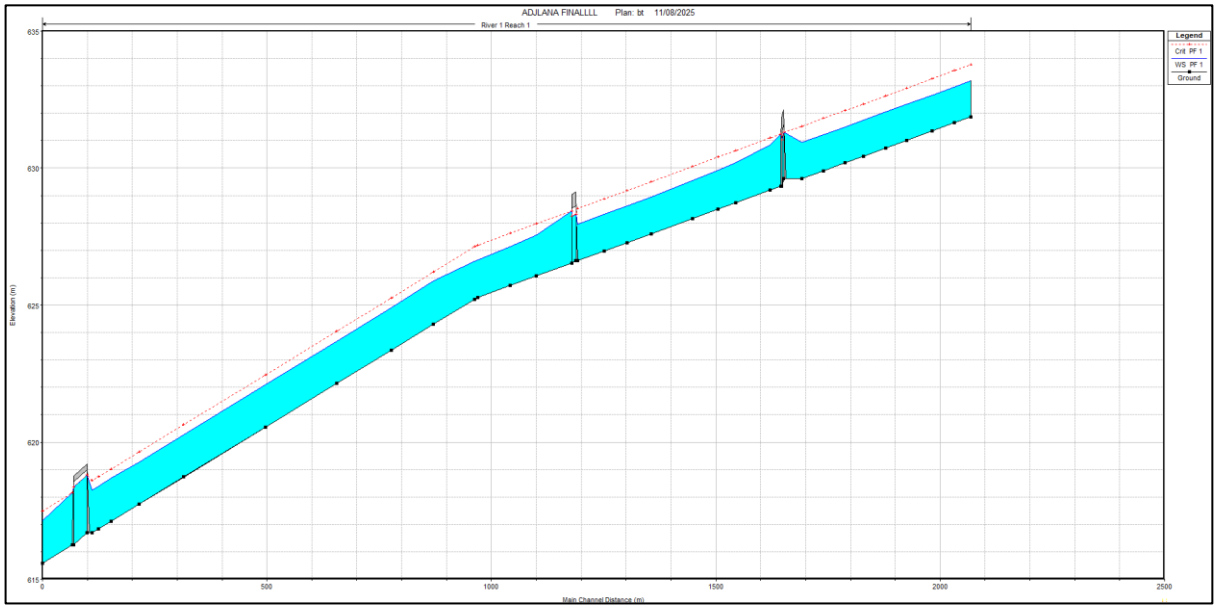


Figure V.5: Profil en long du cours d'eau après l'aménagement

La figure suivante montre la vue en plan 3D de l'oued après aménagement :

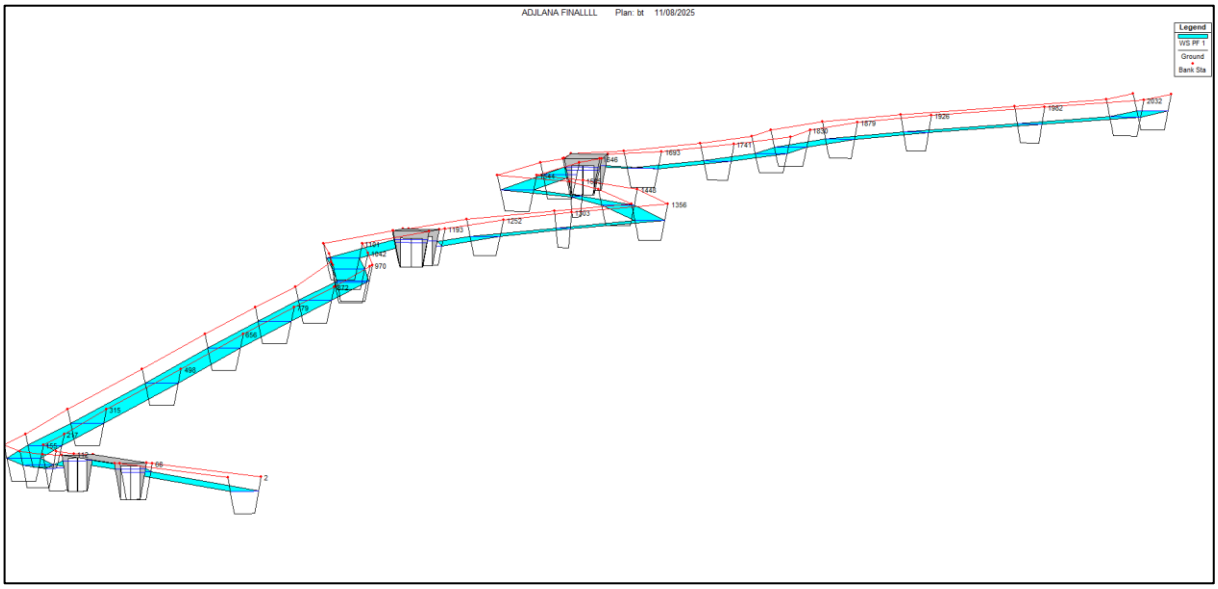


Figure V.6: Vue en plan en 3D de l'oued après l'aménagement

La figure suivante présente les profils en travers de l'oued après aménagement :

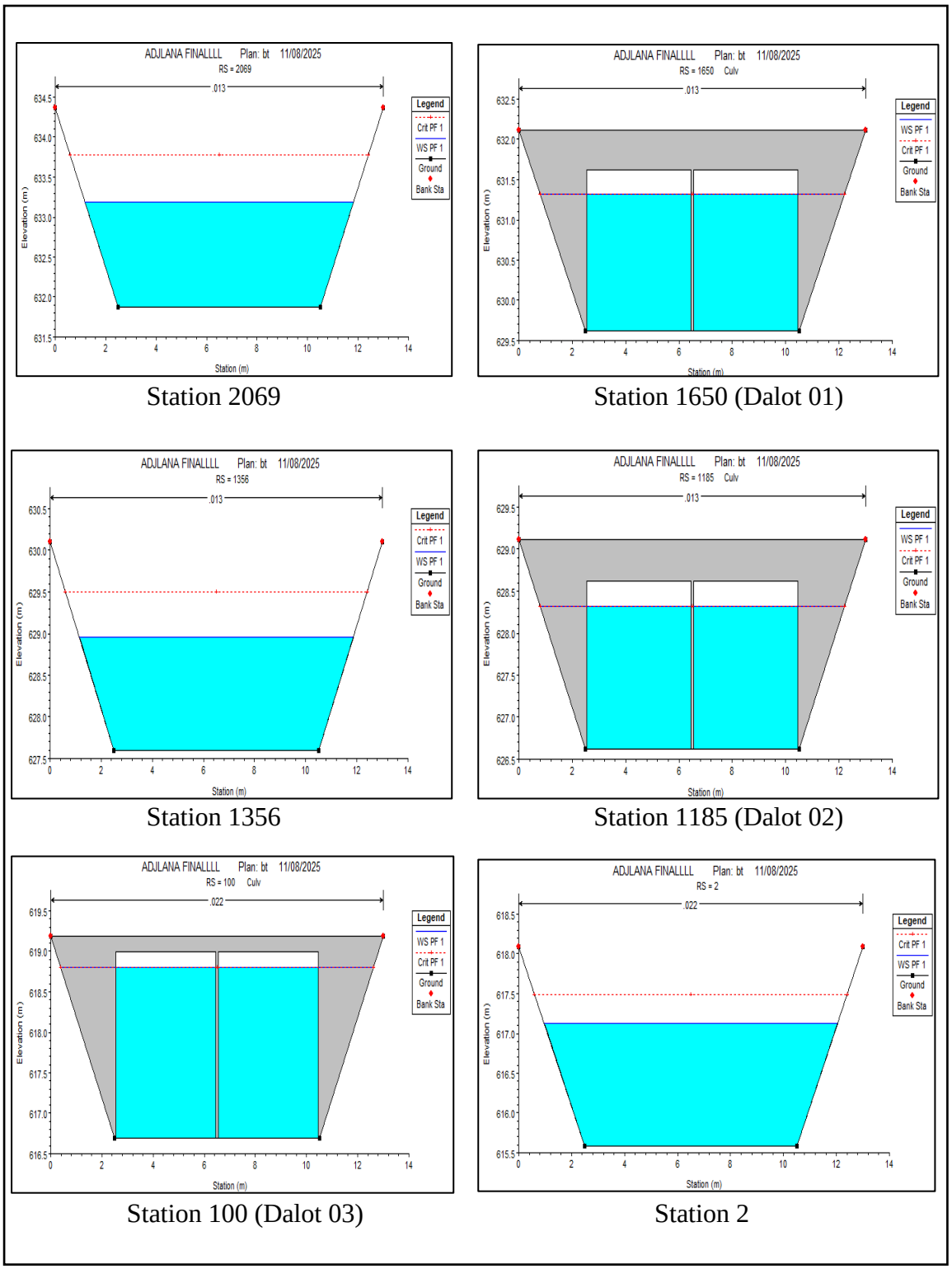


Figure V.7: Profils en travers de l'oued après l'aménagement

Les paramètres d'écoulement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6: Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2069	631.87	633.18	633.77	635.1	0.006002	6.13	12.23	10.63	1.83
2032	631.65	632.96	633.55	634.88	0.006	6.13	12.23	10.63	1.83
1982	631.35	632.66	633.25	634.58	0.005987	6.13	12.24	10.63	1.82
1926	631.02	632.33	632.92	634.24	0.005984	6.13	12.24	10.63	1.82
1879	630.73	632.05	632.64	633.96	0.005984	6.13	12.24	10.63	1.82
1830	630.44	631.75	632.34	633.66	0.005969	6.12	12.25	10.63	1.82
1788	630.19	631.5	632.09	633.42	0.005985	6.13	12.24	10.63	1.82
1741	629.91	631.22	631.81	633.13	0.005979	6.12	12.25	10.63	1.82
1693	629.62	630.93	631.52	632.85	0.00599	6.13	12.24	10.63	1.82
1650	Dalot 1								
1646	629.33	631.24	631.24	632.04	0.001695	3.98	18.85	11.81	1.01
1622	629.19	630.86	631.1	631.97	0.002691	4.67	16.07	11.33	1.25
1544	628.73	630.2	630.63	631.68	0.004097	5.39	13.92	10.94	1.53
1505	628.49	629.92	630.4	631.5	0.004497	5.56	13.49	10.86	1.59
1448	628.15	629.54	630.05	631.22	0.004936	5.74	13.07	10.78	1.67
1356	627.6	628.95	629.5	630.74	0.005387	5.91	12.68	10.71	1.74
1303	627.28	628.62	629.18	630.44	0.005552	5.97	12.56	10.69	1.76
1252	626.97	628.31	628.88	630.15	0.00566	6.01	12.47	10.67	1.78
1193	626.62	627.95	628.52	629.81	0.005755	6.05	12.4	10.66	1.79
1185	Dalot 2								
1180	626.54	628.44	628.44	629.25	0.001693	3.98	18.86	11.81	1
1101	626.06	627.55	627.97	628.99	0.003925	5.31	14.12	10.98	1.49
1042	625.71	627.14	627.62	628.73	0.004551	5.58	13.43	10.85	1.6
970	625.28	626.66	627.18	628.37	0.005062	5.79	12.95	10.76	1.69
964	625.22	626.61	627.13	628.32	0.014386	5.79	12.95	10.63	1.68
872	624.29	625.87	626.2	627.13	0.009234	4.97	15.1	11.15	1.36
779	623.36	624.9	625.27	626.23	0.009951	5.09	14.72	11.09	1.41
656	622.13	623.68	624.04	625	0.009985	5.1	14.71	11.08	1.41
498	620.55	622.09	622.46	623.42	0.01001	5.1	14.69	11.08	1.42
315	618.72	620.26	620.63	621.59	0.009994	5.1	14.7	11.08	1.41
217	617.74	619.26	619.63	620.59	0.010254	5.12	14.65	11.3	1.44
155	617.12	618.68	619.02	619.97	0.009516	5.02	14.95	11.13	1.38
127	616.84	618.39	618.74	619.69	0.009719	5.05	14.84	11.11	1.4
112	616.69	618.24	618.59	619.55	0.009776	5.06	14.81	11.1	1.4
100	Dalot 3								
68	616.25	618.15	618.15	618.96	0.00485	3.98	18.85	11.81	1.01
2	615.59	617.12	617.49	618.46	0.01009	5.12	14.65	11.07	1.42

Carte des profondeurs générée après l'aménagement :



Figure V.8: Carte des profondeurs après l'aménagement

- **Estimation du coût de la variante**

L'épaisseur du revêtement en béton est comprise entre 0,15 et 0,40 m pour les parois et entre 0,20 et 0,50 m pour le radier (M. Hassane, 2015). Dans ce projet, les parois sont réalisées en béton armé de 15 cm, le radier en 30 cm et le béton de propreté en 15 cm. Le devis est établi à partir des volumes de terrassement (déblais et remblais) calculés avec HEC-RAS.

Tableau V-7: Devis total pour la variante du canal trapézoïdal en béton armé

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement - Déblais	m^3	46830	250	11707500
Terrassement - Remblais	m^3	2138	700	1496600
Béton de propreté	m^3	2484.47	8 000	19875760
Béton dosé à 350 kg/m³	m^3	4968.93	32 000	159005760
Montant Total				192085620
Montant Total + TVA 19%				228581887.8

V.2.2 Deuxième variante

La deuxième variante d'aménagement envisagée consiste en la réalisation d'un canal trapézoïdal en gabions, disposés en gradins et renforcés à la base par des matelas Reno**.** Les gabions sont des structures modulaires de forme parallélépipédique, constituées de cages en treillis métallique galvanisé ou revêtues de polymère, remplies de blocs rocheux calibrés (généralement 10 à 40 cm de diamètre). Leur mise en place est simple et leur flexibilité permet une bonne adaptation aux contraintes géométriques du site (Degoutte, 2006).

Les matelas Reno**,** quant à eux, se distinguent par une grande surface et une faible épaisseur (15 à 30 cm). Ils sont spécialement utilisés pour la protection des lits fluviaux et la stabilisation des berges, car leur poids et leur continuité assurent une résistance efficace contre l'érosion de fond (Simms, 1983 ; CIRIA, 2007).

- **Avantages de la technique**
  - **Exécution rapide** : la préfabrication et la modularité facilitent la mise en œuvre sur site.
  - **Coût maîtrisé** : l'utilisation de matériaux locaux (pierres disponibles dans la région) réduit considérablement les dépenses (Degoutte, 2006).
  - **Efficacité hydraulique** : la porosité des gabions dissipe l'énergie de l'écoulement et ralentit la vitesse de l'eau, limitant l'érosion (FAO, 2015).
  - **Bonne intégration paysagère** : les interstices favorisent la colonisation par la végétation, ce qui améliore l'intégration écologique (CIRIA, 2007).
  - **Adaptabilité** : ils résistent bien aux mouvements différentiels du terrain et conviennent aux zones de forte pente et à débit turbulent.

- **Limites et contraintes**
  - **Entretien difficile** : le curage des dépôts fins piégés entre les pierres est complexe.
  - **Main-d'œuvre spécialisée** : une pose correcte des cages et un bon compactage des pierres exigent une expertise technique.
  - **Sensibilité des extrémités** : si l'eau parvient à s'infiltrer derrière les ouvrages, des désordres structuraux peuvent apparaître (CIRIA, 2007).

Les dimensions courantes des gabions et des matelas Reno sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-8: Caractéristiques géométriques des gabions et matelas Reno

Type	Épaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)
Gabion	1,0	1,0	1,5 à 4,0
Gabion semelle	0,5	1,0	2,0 à 4,0
Matelas Reno	0,17 à 0,30	1,0	2,0 à 6,0

(Degoutte, 2006)

- **Dimensionnement**

Le dimensionnement repose sur le choix d'un calibrage des blocs en fonction de la vitesse du courant. Les travaux de Simms (1983) montrent que la présence du treillis métallique augmente la résistance au déplacement des pierres de 20 à 50 %. Ainsi, pour un débit de crue centennal de 75 m^3/s, on peut utiliser :

Des gabions classiques remplis de blocs de 100–200 mm ($d_{50} \approx 150$ mm),

Un fond en matelas Reno composé de pierres de 70–150 mm ($d_{50} \approx 125$ mm).

Le coefficient de rugosité de Manning pour ce type de revêtement est couramment pris autour de n = 0,035 $s/m^{1/3}$ (Degoutte, 2006).

Le tableau suivant présente les caractéristiques hydrauliques et mécaniques des gabions et matelas Reno :

Tableau V-9: les différentes tailles des roches pour le Matelas Reno et le Gabion

Type	Épaisseur (m)	Pierre de remplissage – Calibrage (mm)	d_{50} (mm)	Vitesse limite (m/s)	Vitesse admissible (m/s)
Matelas Reno	0.15 – 0.17	70 – 100	85	3.5	4.2
		70 – 150	110	4.2	4.5
	0.23 – 0.25	70 – 100	85	3.6	5.5
		70 – 150	110	4.5	6.1
	0.30	70 – 120	110	4.2	5.5
		70 – 150	125	5.0	6.4
Gabion	0.50	100 – 200	150	5.8	7.6
		120 – 250	190	6.4	8.0

(D.B. Simms, Reno,1983)

Les sections hydrauliques sont calculées par les relations suivantes :

- **Surface mouillée** :

$$Sm = 0.5k(k-1) + bk \qquad \textbf{(V.3)}$$

- **Périmètre mouillé** :

$$Pm = b + 3k - 1 \qquad \textbf{(V.4)}$$

- **Rayon hydraulique** :

$$Rh = \frac{Sm}{Pm} \qquad \textbf{(V.5)}$$

Avec

k = nombre d'étages

b = largeur de base.

Le tableau ci-dessous présente les résultats du calcul du nombre d'étage nécessaires pour la réalisation du canal en gabion :

Tableau V-10: Résultats des calculs des paramètres pour le canal de Gabion

k	Q (m3/s)	Rh (m)	b(m)	Sm (m2)	Pm (m)	I (m/m)	n
1	15.257764	0.8	8	8	10	0.006	0.035
2	44.991128	1.30769231	8	17	13	0.006	0.035
3	**84.6968384**	**1.6875**	**8**	**27**	**16**	**0.006**	**0.035**
4	133.498947	2	8	38	19	0.006	0.035
5	191.282747	2.27272727	8	50	22	0.006	0.035
6	258.195394	2.52	8	63	25	0.006	0.035
7	334.492796	2.75	8	77	28	0.006	0.035
8	420.480794	2.96774194	8	92	31	0.006	0.035
9	516.489181	3.17647059	8	108	34	0.006	0.035

D'après les calculs réalisés, un canal composé de 3 caissons est en mesure d'assurer l'écoulement d'un débit de 75 m³/s, avec l'intégration d'une marge de sécurité d'un mètre sur l'ensemble de sa longueur.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-11: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux proposés

Tronçons	**1**	**2**
Section de départ	2069	970
Section d'arriver	970	2
Longueur (m)	1099	970
Pente du projet (m/m)	0.006	0.010
Fruit de talus	/	1
Largeur du fond (m)	8	8
Largeur au miroir (m)	12	11.2
Hauteur de la ligne d'eau (m)	2.7	1.6
Hauteur du canal	/	2.5
Nombre de caissons	3	/
Rugosité	0.035	0.022

Le tableau suivant présente un résumé des principales caractéristiques d'ouvrages de traversée :

Tableau V-12: Dimensions géométriques des ouvrages de traversée

Dalot	**Largeur (m)**	**Hauteur (m)**	**Longueur (m)**
01 (RS1650)	4×2	3.5	5
02 (RS1185)	4×2	3.5	8
03 (RS100)	4×2	2.3	30

- **Résultats de la simulation**

La figure ci-dessous illustre le profil en long du cours d'eau après aménagement :

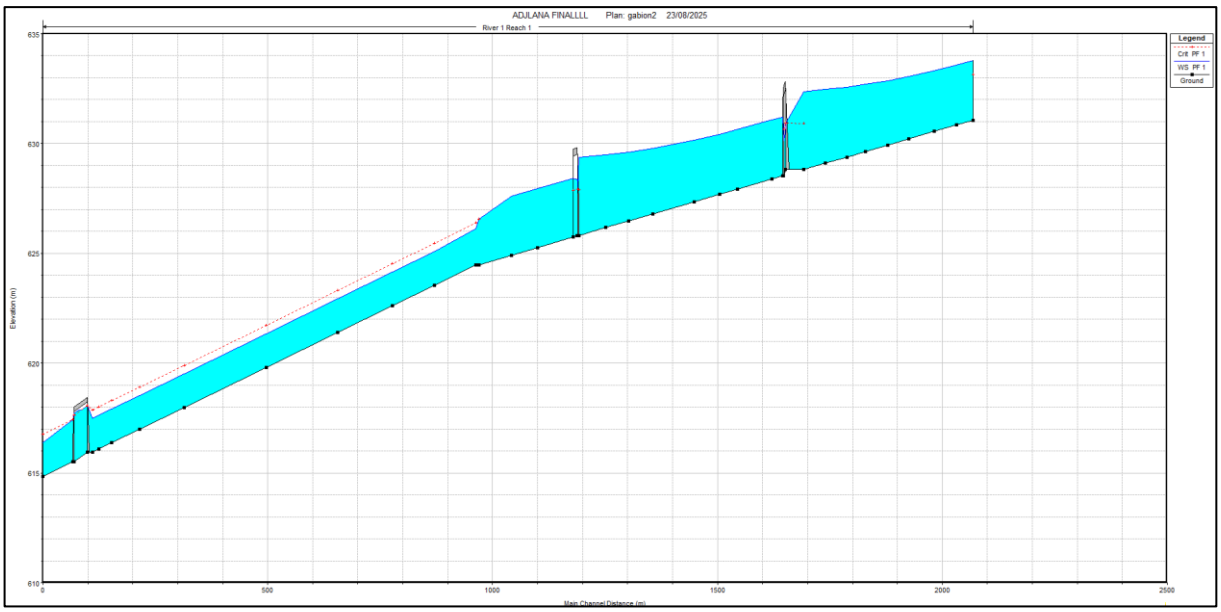


Figure V.9 : le profil en long du cours d'eau après aménagement

La figure suivante montre la vue en plan 3D de l'oued après aménagement :

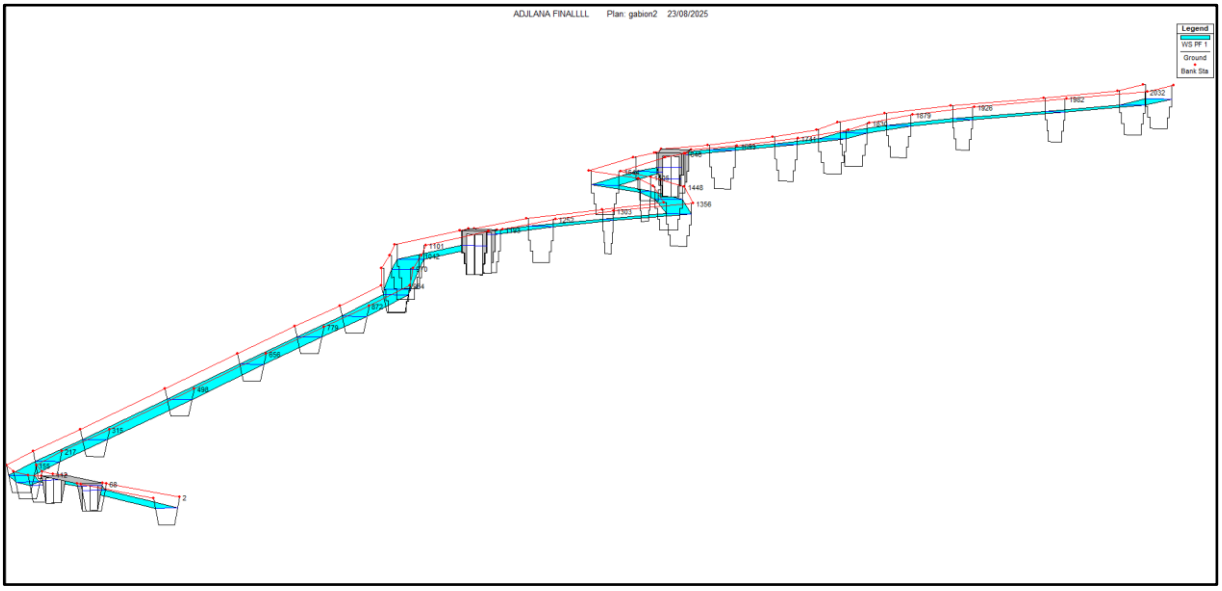


Figure V.10: Vue en plan en 3D de l'oued après l'aménagement

La figure suivante présente les profils en travers de l'oued après aménagement :

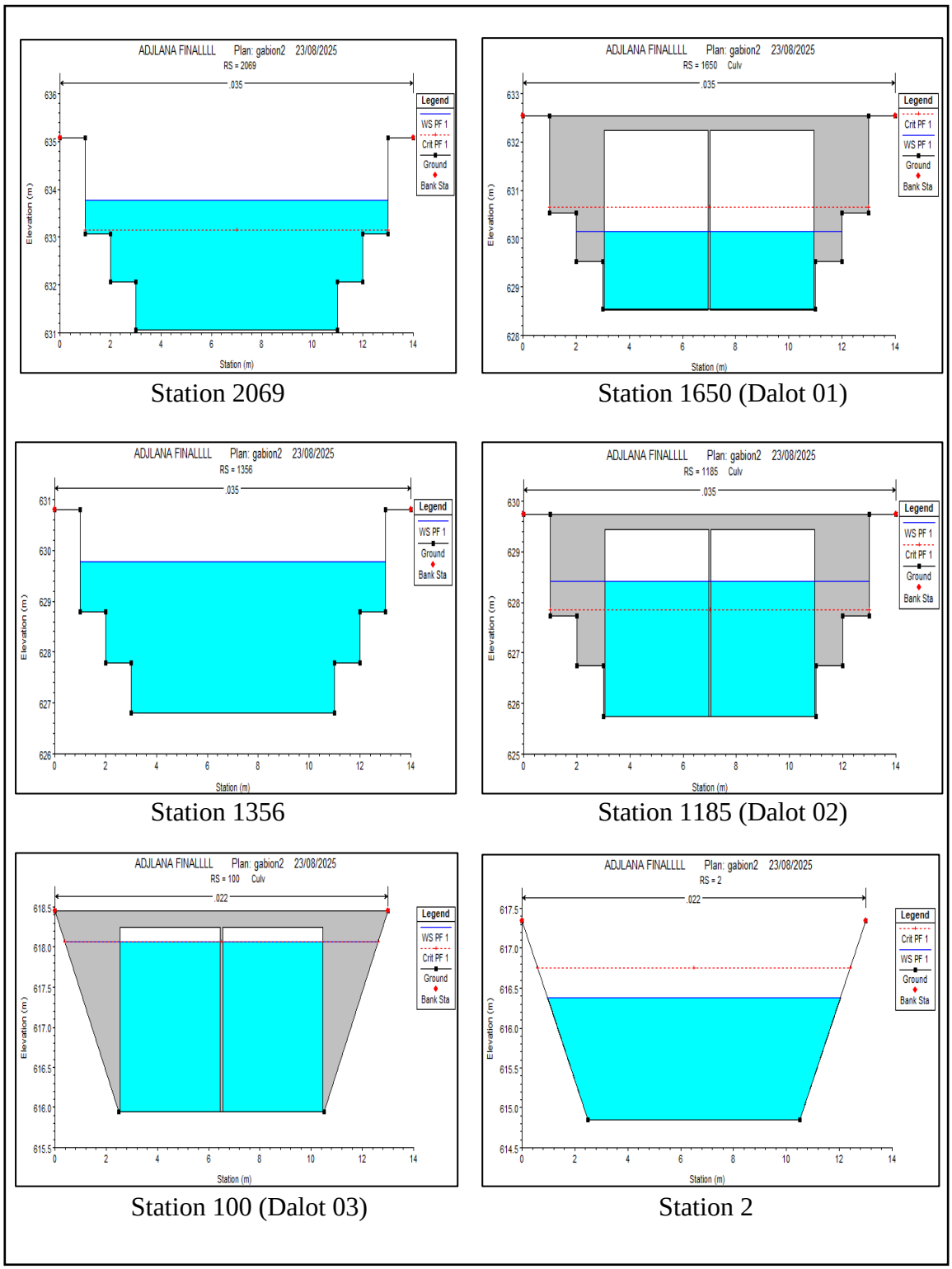


Figure V.11: Profils en travers de l'oued après l'aménagement

Les paramètres d'écoulement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-13: Principaux paramètres hydrauliques du profil en travers

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2069	631.07	633.77	633.15	634.18	0.005666	2.84	26.41	12	0.61
2032	630.85	633.57		633.97	0.005514	2.81	26.65	12	0.6
1982	630.55	633.31		633.7	0.005202	2.76	27.17	12	0.59
1926	630.22	633.06		633.42	0.004718	2.67	28.08	12	0.56
1879	629.93	632.86		633.2	0.004207	2.57	29.18	12	0.53
1830	629.64	632.7		633	0.003624	2.44	30.69	12	0.49
1788	629.39	632.58		632.85	0.00313	2.33	32.25	12	0.45
1741	629.11	632.46		632.71	0.002615	2.19	34.28	12	0.41
1693	628.82	632.37	630.9	632.58	0.002155	2.05	36.64	12	0.37
1650	Dalot 1								
1646	628.53	631.21		631.63	0.005864	2.87	26.11	12	0.62
1622	628.39	631.07		631.49	0.00583	2.87	26.16	12	0.62
1544	627.93	630.64		631.04	0.005587	2.83	26.53	12	0.61
1505	627.69	630.43		630.83	0.005387	2.79	26.86	12	0.6
1448	627.35	630.15		630.53	0.004958	2.72	27.61	12	0.57
1356	626.8	629.78		630.1	0.003948	2.52	29.81	12	0.51
1303	626.48	629.62		629.9	0.003309	2.37	31.65	12	0.47
1252	626.17	629.49		629.74	0.002733	2.22	33.77	12	0.42
1193	625.82	629.37	627.9	629.58	0.002157	2.05	36.62	12	0.37
1185	Dalot 2								
1180	625.74	628.4		628.83	0.00593	2.88	26.01	12	0.63
1101	625.26	627.95		628.36	0.005806	2.86	26.19	12	0.62
1042	624.91	627.62		628.03	0.005629	2.83	26.47	12	0.61
970	624.48	626.56	626.56	627.36	0.015375	3.95	19.01	12	1
964	624.48	626.13	626.39	627.26	0.007904	4.71	15.93	11.3	1.27
872	623.55	625.09	625.46	626.42	0.009982	5.1	14.71	11.08	1.41
779	622.62	624.16	624.52	625.49	0.010015	5.11	14.69	11.08	1.42
656	621.39	622.93	623.3	624.26	0.010007	5.1	14.69	11.08	1.42
498	619.81	621.35	621.72	622.68	0.010007	5.1	14.69	11.08	1.42
315	617.98	619.52	619.89	620.85	0.010007	5.1	14.69	11.08	1.42
217	617	618.54	618.9	619.87	0.010007	5.1	14.69	11.08	1.42
155	616.38	617.92	618.28	619.25	0.010007	5.1	14.69	11.08	1.42
127	616.1	617.64	618	618.96	0.010007	5.1	14.69	11.08	1.42
112	615.95	617.49	617.85	618.82	0.010007	5.1	14.69	11.08	1.42
100	Dalot 3								
68	615.51	617.42	617.42	618.22	0.004809	3.97	18.91	11.82	1
2	614.85	616.38	616.75	617.72	0.01011	5.12	14.64	11.07	1.42

➢ **Estimation du coût de la variante**

Le tableau suivant présente le devis estimatif des travaux de la variante en gabion :

Tableau V-14: Devis de la variante canal en gabion

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement - Déblais	m^3	66118	250	16528750
Terrassement - Remblais	m^3	4693	700	3285100
Gabion	m^3	6594	5000	32970000
Géotextile	m^2	21980	5000	109900000
Montant Total				162683850
Montant Total + TVA 19%				193593781.5

V.2.3 Troisième variante

Parmi les solutions structurelles envisagées pour la protection de la ville contre les crues de l'oued Adjlana, la réalisation d'un barrage déversoir en amont a été considérée.

L'objectif principal de ce type d'ouvrage est de retenir une partie du volume de crue afin de réduire le débit de pointe atteignant la zone urbaine. En principe, un barrage de rétention temporaire permet :

- D'écrêter l'hydrogramme de crue,
- Diminuer la fréquence et l'intensité des inondations,
- Retarder l'arrivée des eaux en aval.

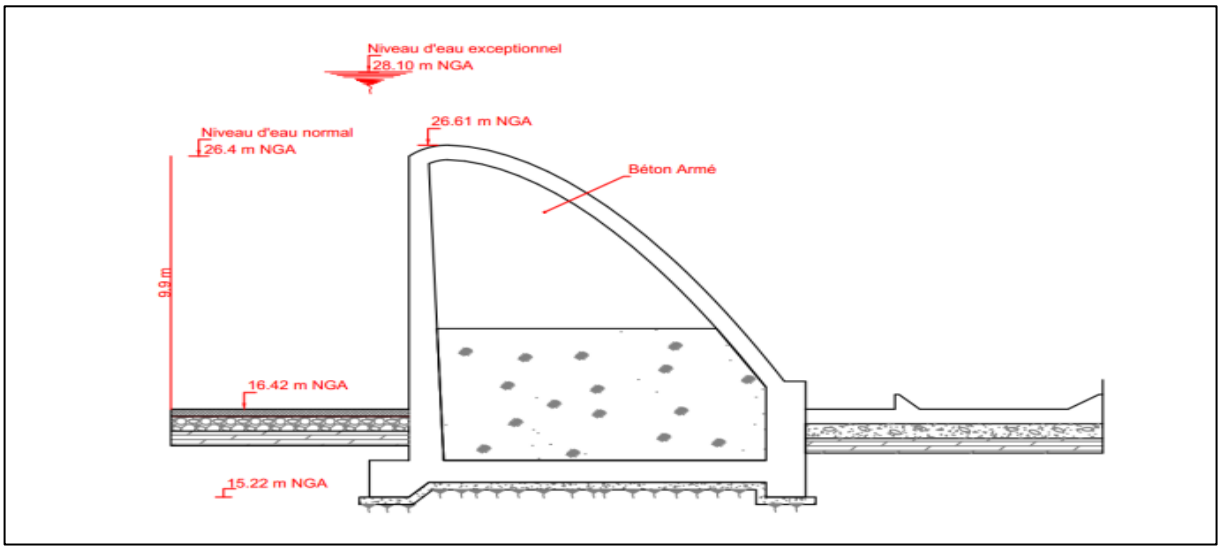


Figure V.12 : Schéma explicative du barrage déversoir

Deux approches ont été appliquées pour tenter d'évaluer la faisabilité du barrage et déterminer les caractéristiques du réservoir associé :

a) Méthode directe avec HEC-RAS

Le logiciel HEC-RAS permet de modéliser un barrage et d'analyser son influence sur l'écoulement.

La démarche consiste à :

- Choix du site de l'emplacement du barrage écrêteur de crue
- Création du déversoir (Inline Structur)
- Introduction de l'hydrogramme de cures comme conditions aux limites
- Reconstituer le plan d'eau amont selon différentes altitudes
- Simuler l'effet sur l'hydrogramme de crue

Cependant, dans le cas de l'oued Adjlana, cette approche n'a pas abouti. En effet, le relief en amont est relativement plat et la vallée est trop ouverte, ce qui empêche la constitution d'une retenue hydraulique suffisante.



Figure V.13: vue satellitaire du site de l'emplacement du barrage (google earth)

b) Méthode manuelle

Après avoir défini l'emplacement, la hauteur et la largeur du barrage déversoir, nous avons déterminé manuellement l'hydrogramme de crue sortante ainsi que la charge déversante, en recourant à la méthode du laminage des crues.

- **Principe de laminage des crues**

Le débit traversant le barrage déversoir (Qe) est toujours inférieur au débit de pointe de la crue à l'amont (Qc, débit de dimensionnement). Cet écart traduit l'effet de laminage, qui dépend principalement de la forme de l'hydrogramme entrant et sortant, ainsi que des caractéristiques de la retenue.

Le laminage consiste à déterminer le débit de sortie maximal (Qe max) à partir du débit de crue maximal à l'entrée (Qc max). À chaque pas de temps, le bilan s'écrit :

$$Volume\ stock\acute{e} = volume\ entrant - volume\ sortant$$

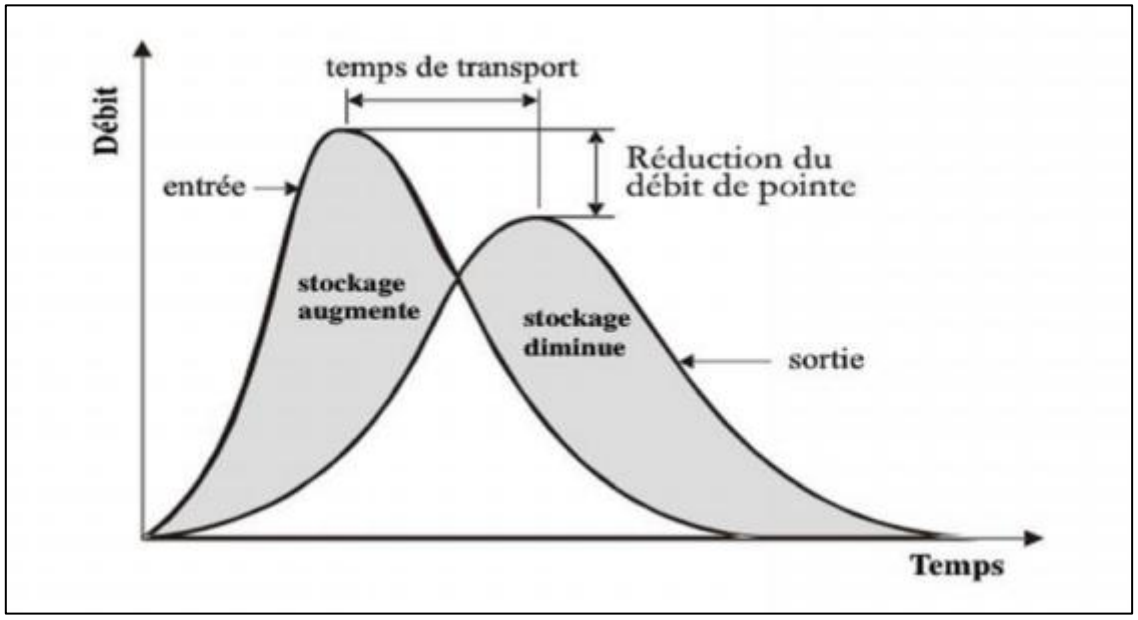


Figure V.14: Courbe de laminage de crue (DDT,2012)

L'étude repose sur l'équation de continuité, qui exprime le bilan massique entre les flux entrants, sortants et le volume de stockage :

$$Q.dt = q.dt + S.dh \qquad \textbf{(V.6)}$$

Avec :

Q : débit entrant de la crue,

q : débit évacué par le déversoir (débit laminé),

S : surface du plan d'eau de la retenue,

dh/dt : vitesse de montée de la cote de retenue.

Ainsi, le débit cumulé à l'instant *t* est :

$$Q - q = s.\frac{dh}{dt} \qquad \textbf{(V.7)}$$

Différentes méthodes de calcul du laminage existent (Kotcherine, Step by Step, Muskingum, etc.). Dans notre étude, nous retenons la méthode de Muskingum, qui permet à la fois de dimensionner l'évacuateur de crue et de tracer l'hydrogramme de sortie.

- **Procédé de calcule de méthode de Muskingum**

✓ Tracé de la courbe caractéristique :

- Fixer la valeur de la largeur b.
- Faire varier la hauteur d'eau H dans l'intervalle [Hmin ; Hmax], où :
  - Hmin correspond au débit de sortie initial (instant t_0),
  - Hmax correspond au débit entrant maximal.
- Déterminer la surface A pour chaque valeur de H, à partir de la courbe « surface-hauteur ».
- Calculer le volume stocké :

$$S = A \times H \qquad \textbf{(V.8)}$$

- Calculer le débit sortant par l'évacuateur :

$$Qs = m.b.\sqrt{2g}.H^{3/2} \qquad \textbf{(V.9)}$$

- Établir la relation caractéristique :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O \qquad \textbf{(V.10)}$$

✓ Tracé de l'hydrogramme de sortie :

- Calculer la somme des débits entrants I1+I2, où :
  - I1 est le débit entrant à l'instant t1,
  - I2 est le débit entrant à l'instant t2.
- Évaluer l'expression :

$$\frac{2S_2}{\Delta t} - O_2 = I1 + I2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 - 2O_1 \qquad \textbf{(V.11)}$$

- Déterminer le débit sortant O à partir de la courbe caractéristique f(O).

Néanmoins, pour le site étudié, cette méthode n'a pas pu être appliquée correctement, car :

- Les pentes sont faibles,
- La topographie n'offre pas de cuvette naturelle,
- La courbe hauteur–volume n'a pas pu être tracée.



Figure V.15: Carte du relief ombré avec courbes de niveau indiquant la zone supposée de barrage (Global mapper)

➢ **Contraintes rencontrées et conclusion**

Après analyse, les contraintes majeures qui empêchent la réalisation de ce barrage sont :

- **Absence de relief suffisant** : la vallée est large et ouverte, ne permettant pas de créer une retenue significative,
- **Impossibilité technique d'estimer le volume stockable** : ni par HEC-RAS, ni par méthode SIG,
- **Emprise foncière importante** : un barrage sur un terrain plat nécessiterait une grande superficie de terres, souvent occupées,
- Coût élevé par rapport aux bénéfices attendus.

Bien que l'option d'un barrage déversoir soit techniquement intéressante en théorie, elle n'est pas adaptée au contexte géomorphologique de l'oued Adjlana.

V.2.4 Choix de la variante d'aménagement

Dans le cadre de l'aménagement de l'oued Adjlana et afin de réduire les risques d'inondation et d'érosion, trois variantes de solutions hydrauliques ont été étudiées : un canal en béton armé, un canal en gabion et un barrage déversoir. Le but de cette analyse comparative est de retenir la solution la plus adaptée techniquement et économiquement aux conditions du site.

La première variante correspond à un canal en béton armé. Cette solution se caractérise par une grande capacité hydraulique, une excellente résistance mécanique et une durabilité élevée. Elle nécessite peu d'entretien une fois construite et garantit une sécurité optimale face aux crues, même pour celles correspondant à une période de retour centennale. Toutefois, son principal inconvénient reste le coût initial relativement élevé, lié à la qualité des matériaux et aux travaux de mise en œuvre. Malgré cela, il s'agit d'un investissement fiable et durable.

La deuxième variante est le canal en gabion. Il s'agit d'une solution plus économique, qui présente l'avantage d'une bonne intégration paysagère et d'une efficacité appréciable contre l'érosion des berges. Cependant, le canal en gabion possède une durée de vie plus limitée par rapport au béton armé et requiert un entretien régulier pour assurer son bon fonctionnement, notamment en cas de crues fréquentes. Ces aspects diminuent sa fiabilité à long terme, en particulier dans un contexte où les débits de crues projetés sont relativement importants.

La troisième variante consiste en la réalisation d'un barrage déversoir. En théorie, cette solution pourrait permettre de réguler les crues et de constituer une retenue en amont. Cependant, les conditions topographiques du site ne se prêtent pas à ce type d'aménagement. En effet, la vallée en amont est trop ouverte et ne permet pas une mise en eau suffisante. De plus, l'espace disponible est insuffisant pour définir de manière fiable les courbes hauteur-surface-volume nécessaires à ce type d'ouvrage. Ces contraintes rendent la réalisation d'un barrage déversoir difficilement envisageable, voire irréaliste.

Afin de synthétiser la comparaison, le tableau ci-après résume les principaux avantages, inconvénients et la faisabilité de chaque variante :

Tableau V-15: résume les principaux avantages, inconvénients et la faisabilité de chaque variante

Variante	Avantages principaux	Inconvénients principaux	Faisabilité
Canal en béton armé	Grande capacité hydraulique, durable, peu d'entretien	Coût initial élevé	Bonne
Canal en gabion	Moins coûteux, intégration au milieu naturel	Moins durable, entretien régulier	Moyenne
Barrage déversoir	Retenue d'eau, régulation des crues	Terrain non adapté, besoin d'espace important	Faible

Au terme de cette analyse, le canal en béton armé apparaît comme la solution la plus adaptée pour l'aménagement de l'oued Adjlana. Il offre une fiabilité et une durabilité supérieures, avec une capacité à évacuer efficacement le débit de crue de projet, même si son coût de réalisation est plus important. Ce choix est justifié par la nécessité de sécuriser durablement la zone contre les crues et d'assurer un entretien minimal sur le long terme, contrairement aux autres variantes dont la faisabilité et la durabilité sont limitées.

Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter et comparer différentes solutions d'aménagement de l'oued Adjlana afin de réduire les risques d'inondation et d'érosion. Après une analyse hydrologique et hydraulique, trois variantes ont été étudiées : le canal en gabion, le barrage déversoir et le canal en béton armé. Chaque option présente des avantages et des limites, liées à la faisabilité technique, aux contraintes topographiques et aux coûts.

L'évaluation globale a montré que, malgré un investissement initial plus important, le canal en béton armé constitue la solution la plus adaptée et durable pour garantir la sécurité de la zone étudiée

Chapitre VI :

Etude génie civil de la variante retenue

Introduction

En génie civil, la conception et le dimensionnement d'un ouvrage exigent une précision optimale. L'effet des interactions sur le dimensionnement des ouvrages hydrauliques (par ex. canal en béton armé ou canal en gabion) est important, car les ouvrages ne travaillent jamais isolément : ils interagissent avec l'eau, le sol, les charges, et parfois même entre eux.

On cite comme des interactions :

- **Les interactions eau-structure :**

Les interactions eau–structure regroupent l'ensemble des effets mutuels entre l'écoulement de l'eau et les éléments d'un ouvrage hydraulique. Sous l'action du courant, la structure subit des forces hydrodynamiques, poussée, cisaillement, pression dynamique exercées sur sa surface mouillée, pouvant entraîner déplacement ou déformation. Le fluide, caractérisé par son champ de vitesse et de pression, et le solide forment un système couplé où chaque modification de la structure influence le champ d'écoulement, ce qui modifie à son tour l'intensité et la direction des charges appliquées. Ce cycle d'interactions, marqué par des phénomènes tels que turbulences, surpressions, érosion ou sédimentation, peut varier selon les systèmes et parfois ne prendre en compte qu'un sens d'action (fluide sur solide ou inversement). La variation d'un seul paramètre, forces appliquées, propriétés du fluide, surface mouillée ou caractéristiques de la structure peut engendrer une déstabilisation, d'où l'importance d'anticiper ces effets pour garantir un dimensionnement précis et assurer la stabilité, la résistance et la durabilité de l'ouvrage (Chanson, 2004 ; Novak et al., 2007).

- **Les interactions structure-sol :**

Les interactions sol–structure désignent l'ensemble des effets réciproques entre un ouvrage et le terrain sur lequel il repose ou qu'il retient, formant un couplage permanent qui influence à la fois la réponse mécanique de la structure et le comportement du sol. Ce dernier transmet à l'ouvrage des efforts liés à son poids propre, à la poussée des terres, aux variations de contraintes dues aux charges externes ou aux phénomènes hydrogéologiques tels que le soulèvement, l'affouillement ou la liquéfaction. En retour, la présence et le poids de l'ouvrage modifient l'état de contrainte, de déformation et de drainage du sol, influençant sa portance et sa stabilité. L'analyse de cette interaction est indispensable, car le comportement d'une structure ne peut être évalué de manière fiable sans prendre en compte la réponse du sol en contact et de son interface, notamment les pressions de contact qui dépendent de la déformation de la structure. L'objectif est d'assurer la cohérence entre les prévisions du comportement du

sol et la réponse structurelle, en intégrant, lorsque nécessaire, l'interaction fluide–structure–sol où contraintes, déformations et variations de température peuvent interagir simultanément, afin de dimensionner l'ouvrage en garantissant sa sécurité, sa durabilité et sa performance face aux conditions réelles du site (Poulos & Davis, 1974 ; Terzaghi et al., 1996).

VI.1 Action et sollicitation

VI.1.1 Action

En génie civil, une action est l'ensemble des effets mécaniques ou physiques exercés sur un ouvrage ou l'un de ses éléments, provenant de causes extérieures (vent, poids des véhicules, pression de l'eau, séisme, température) ou intérieures (poids propre, retrait, fluage). Ces actions, exprimées généralement en forces, moments ou pressions, sont à l'origine des efforts internes dans la structure et constituent la base du dimensionnement et de la vérification de sa stabilité et de sa résistance.

- **Les charges permanentes « G » :**

Les charges permanentes ou charges mortes sont des actions constantes et invariables dans le temps, provenant principalement du poids propre des éléments de la structure, des équipements fixes intégrés à l'ouvrage et des matériaux en contact permanent comme les remblais ou les revêtements (Neville, 2011 ; 1991).

- **Les charges temporaires « Q » :**

Il s'agit de charges exceptionnelles pouvant apparaître lors de situations imprévues, telles que les séismes, les explosions ou les impacts. Bien que rares, elles sont susceptibles de produire des effets importants sur la structure.

- **Les charge hydrauliques « H » :**

Dans l'aménagement des oueds, les charges hydrauliques sont les actions de l'eau, en pression ou en mouvement, sur les ouvrages, incluant la poussée, les efforts liés à la vitesse et les effets d'érosion ou de sédimentation, et doivent être évaluées pour assurer leur stabilité et leur durabilité (Chow, 1959 ; French, 1985).

VI.1.2 Sollicitation :

Dans le contexte de l'aménagement des oueds, la sollicitation désigne l'ensemble des efforts internes et des déformations générés au sein des ouvrages hydrauliques sous l'effet des charges exercées par l'eau, les sédiments, le sol ou d'autres actions extérieures. Elle traduit la réponse mécanique de la structure face aux pressions hydrostatiques, aux forces hydrodynamiques, aux impacts de débris flottants ou aux poussées des terres. Elle se donne sous la formule suivante :

$$\left(\gamma_{F3}\gamma_{FG\max} * G_{\max} + \gamma_{FG\min} * G_{\min} + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_{FQi} * \sum\left(\psi_{oi} * Q_i\right)\right) \qquad \textbf{(VI.1)}$$

Où :

1,5 dans le cas général ;
γ_{Qi} 1,35 cas de température, charges routières et bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine
Ψ 0i: Coefficient de pondération des valeurs complémentaires.

0,77 neige, vent ;
0,6 variations uniformes de la température.

Vis-à-vis l'ELU : $1{,}35Gmax + Gmin + 1{,}5Q1 + \Sigma\ 1{,}3\ \psi_i\ Q_i$ **(VI.2)**

Vis-à-vis l'ELS : $Gmax + Gmin + Q1 + \Sigma\ \psi i Q_i$ **(VI.3)**

VI.2 Propriétés des matériaux utilisées :

VI.2.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composite formé en mélangeant un liant (généralement du ciment), des granulats (sable, gravier ou pierre concassée), de l'eau et, parfois, des adjuvants pour modifier ses propriétés. Après malaxage, ce mélange frais est malléable et peut être moulé dans presque toutes les formes ; il durcit ensuite par réaction chimique (hydratation du ciment) pour devenir un matériau solide, résistant à la compression, durable et largement utilisé dans les ouvrages de génie civil, tels que les fondations, les dalles, les poutres, les murs et les ouvrages hydrauliques (Neville, 2011).

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

VI.2.2 Le retrait :

Le retrait du béton est la diminution de volume que subit le béton au cours de son durcissement et de son vieillissement, principalement due à la perte d'eau et aux réactions chimiques d'hydratation du ciment. Ce phénomène peut être plastique (survenant peu après la

mise en place, lorsque le béton est encore frais) ou endogène et de dessiccation (pendant et après la prise, en raison de l'évaporation de l'eau et des transformations internes). Un retrait excessif peut provoquer des fissurations, réduire l'étanchéité et compromettre la durabilité de l'ouvrage. Et il catégorisé en ces types :

- 1.5×10^{-4} pour des régions très humides.
- 2×10^{-4} pour des régions humides.
- 3×10^{-4} pour des régions tempérées sèches.
- 4×10^{-4} pour des régions sèches et chaudes.
- 5×10^{-4} pour des régions très sèches.

VI.2.3 Le fluage :

Le fluage du béton est la déformation lente et progressive d'un élément en béton soumis à une charge constante pendant une longue durée. Même si la contrainte appliquée reste inchangée, le béton continue de se déformer au fil du temps en raison de la micro-réorganisation interne de sa structure, liée notamment au glissement des particules et aux effets de l'hydratation du ciment. Ce phénomène, accentué par une forte humidité, une température élevée ou un béton jeune, peut provoquer des flèches excessives, une redistribution des efforts ou une perte de précontrainte. C'est pourquoi le fluage est pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages afin d'assurer leur stabilité et leur durabilité à long terme.

Une éprouvette en béton soumise en permanence à une charge se déforme progressivement avec le temps, et le module d'élasticité s'exprime comme suit :

- Module d'élasticité instantané : $E_{ij} = 11000\ (f_{cj})^{1/3}$.
- Module d'élasticité différée : $E_{vj} = 3700\ (f_{cj})^{1/3}$.

VI.2.4 Les armatures :

Les armatures en acier sont des barres ou treillis intégrés au béton pour renforcer sa résistance à la traction, à la flexion et au cisaillement. Grâce à leur surface nervurée assurant une bonne adhérence, elles permettent au béton armé de combiner la résistance à la compression du béton et la résistance à la traction de l'acier. Les armatures longitudinales et les éléments principaux en béton armé doivent être à haute adhérence (HA) et fe ≤ 500 MPa.

VI.2.5 Exigences de calcul :

Les paramètres nécessaires pour effectuer les calculs sont :

- **Pour le béton :**

On a le module d'élasticité instantané : Eij = 11000 $(f_{cj})^{1/3}$.

Avec : f_{c28} = 25 Mpa.

Et donc : Eij = 11000 $(25)^{1/3}$ = 32164.2 Mpa.

1. **A l'état limite ultime :**
   - On a la contrainte ultime de compression :

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma b} \qquad \textbf{(VI.4)}$$

Où :

- Pour une situation courante : γb = 1.5 ; f_{bc} = 14.2 Mpa.
- Pour une situation accidentelle : γb = 1.15 ; f_{bc} = 18.5 Mpa.

   - Et on la contrainte ultime de traction :

$$f=_{tj} 0.06\ f_{c28} + 0.6 \qquad \textbf{(VI.5)}$$

Avec : f_{tj} = 2,1 MPa.

2. **A l'état limite de service :**
   - On a la contrainte limite de service en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

A 28 jours et à f_{c28} = 25 Mpa : $\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$.

   - La contrainte de cisaillement :

Elle est exprimée comme suit :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b0 \times d} \qquad \textbf{(VI.6)}$$

Et elle est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

Où :

- Cas normal (fissuration peu nuisible) $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28},\ 4\text{MPa})$
  Et donc : $\bar{\tau} = 3.25$MPa.
- Cas où la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.10 \times f_{c28},\ 3\text{MPa})$

  Et donc : $\bar{\tau}$= 2.5MPa.

- **L'acier :**

1. A l'état limite ultime :

On a : $\overline{\sigma_s} = \frac{fe}{\gamma s}$ ***(VI.7)***

Où : fe =Mpa

Et :

- Quand on a une situation durable : $\gamma s = 1.15$; $\overline{\sigma_s}$ =348Mpa.
- Quand on a une situation accidentelle : $\gamma s = 1$; $\overline{\sigma_s}$ = 400Mpa.

2. A l'état limite de service :

Dans cet état on distingue plusieurs cas :

a. Une fissuration peu préjudiciable : on vérifie l'état limite ultime.

b. Une fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{fe}{3}; 110 \times \sqrt{\eta \times ftj}\right)$.

c. Une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{fe}{2}; 90 \times \sqrt{\eta \times ftj}\right)$.

Où : η : coefficient de fissuration.

VI.2.6 Les voiles :

Les voiles dans les ouvrages sont des éléments verticaux ou inclinés, généralement en béton armé, servant de parois porteuses ou de cloisons. Ils assurent la résistance aux charges verticales et horizontales, contribuent à la stabilité globale de la structure et peuvent également jouer un rôle d'étanchéité ou de séparation des espaces, notamment dans les constructions hydrauliques, les bâtiments ou les ouvrages de génie civil.

- **Performance d'un voile :**

Il existe deux types de voiles avec des comportements différents :

a. Un voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$.

b. Un voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$.

On peut les distinguer par trois modes de rupture :

1. **Rupture par flexion :**

La rupture d'un voile par flexion se produit lorsque les contraintes de traction dans l'acier et de compression dans le béton dépassent leurs résistances respectives sous l'effet des moments fléchissant. Elle se traduit généralement par l'apparition de fissures verticales ou inclinées dans les zones tendues, puis par une déformation excessive menant à la perte de capacité portante.

2. **Rupture par effort tranchant :**

La rupture en flexion par effort tranchant d'un voile se produit lorsque l'effort de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement du béton et des armatures. Elle se manifeste souvent par des fissures inclinées en diagonale, partant des appuis vers la zone comprimée, résultant d'une combinaison entre flexion et cisaillement. Ce type de rupture est généralement brusque et moins ductile, ce qui la rend plus dangereuse.

3. **Rupture par écrasement ou traction :**

La rupture d'un voile par écrasement correspond à la défaillance du béton sous forte compression, tandis que la rupture par traction résulte de la fissuration et de la rupture des matériaux lorsque les contraintes de traction dépassent leur résistance.

VI.3 Dimensionnement des voiles et des dalles pleines :

Afin de prévenir les modes de rupture précédemment cités, le voile doit être doté d'un ferraillage adéquat comprenant des armatures verticales, horizontales et transversales. Ce maillage d'armatures permet de reprendre l'ensemble des efforts appliqués, garantissant ainsi la résistance et la stabilité de l'élément.

VI.3.1 Vérification des résistances « RPA 2024 » :

La RPA 2024 (Règlement Parasismique Algérien 2024) est la norme nationale en vigueur qui fixe les règles de conception et de dimensionnement des structures en béton armé afin d'assurer leur stabilité et leur capacité à dissiper l'énergie sismique. Les normes de chaque type d'armature :

- **Les armatures verticales** : Les armatures longitudinales doivent être disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile, afin de reprendre efficacement les efforts de flexion et d'axialité. Selon le RPA 2024, leur pourcentage minimal est fixé à 0,20 % de la section de béton dans les zones courantes, et il doit atteindre au moins

0,25 % dans les zones critiques (zones plastiques dissipatives). Leur diamètre minimal est de 12 mm.

- **Les armatures horizontales** : Elles sont disposées sous forme de nappes ou de cadres fermés pour limiter le flambement des barres verticales et reprendre les efforts tranchants. Elles doivent comporter des crochets repliés à 135°, avec une patte d'ancrage d'au moins dix fois le diamètre de la barre, afin d'assurer le confinement et la continuité de résistance. L'espacement maximal des cadres est limité à 20 cm en zone sismique (réduit à 10 cm dans les zones de confinement, notamment aux extrémités des voiles et poteaux) et à 30 cm dans les zones non sismiques.
- **Les armatures transversales** : Elles se présentent généralement sous forme de cadres fermés ou d'épingles. Leur fonction est de confiner et protéger les barres longitudinales, d'assurer la ductilité et la tenue au feu. Le règlement impose un minimum de quatre cadres par mètre carré de voile, avec une section minimale de 8 mm, et une densité accrue dans les zones critiques.

Les règles communes entre les armatures :

- ✓ Espacement des barres : $St \leq 20$ cm (zone sismique), ≤ 30 cm (hors zone).
- ✓ Diamètre des barres : $\emptyset \geq a/10$ (a = dimension de la pièce dans la direction de l'armature).
- ✓ Longueur de recouvrement :

En zone comprimée : $Lr = 20\emptyset$.

En zone tendue (ou susceptible de traction) : $Lr = 40\emptyset$.

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures :

$A_{min} = 0.15\%$: voile complet.
$A_{min} = 0.10\%$: zone courante.
Zone critique : Amin ≥ 0,25 %.

VI.4 Etude de stabilité de canal :

L'analyse de la stabilité d'un canal trapézoïdal constitue une étape essentielle en ingénierie hydraulique, car elle vise à garantir la sécurité de l'ouvrage et à assurer qu'il remplisse efficacement sa fonction principale : transporter le débit d'eau prévu sans provoquer d'érosion excessive ni de débordement. La stabilité d'un tel canal est influencée par plusieurs paramètres, tels que sa géométrie, la nature du matériau de revêtement, la vitesse d'écoulement et diverses

conditions environnementales. Dans notre étude, cette stabilité a été évaluée à l'aide de deux approches : la méthode classique et la méthode conforme aux prescriptions de l'Eurocode 7.

VI.4.1 Détermination des efforts :

Les forces qui on doit les calculer :

- **Les forces motrices :** la force de l'eau, les force de surcharges et la poussée de terre.
- **Les forces résistantes :** poids du canal (voile et radier), poids du terrain mort.

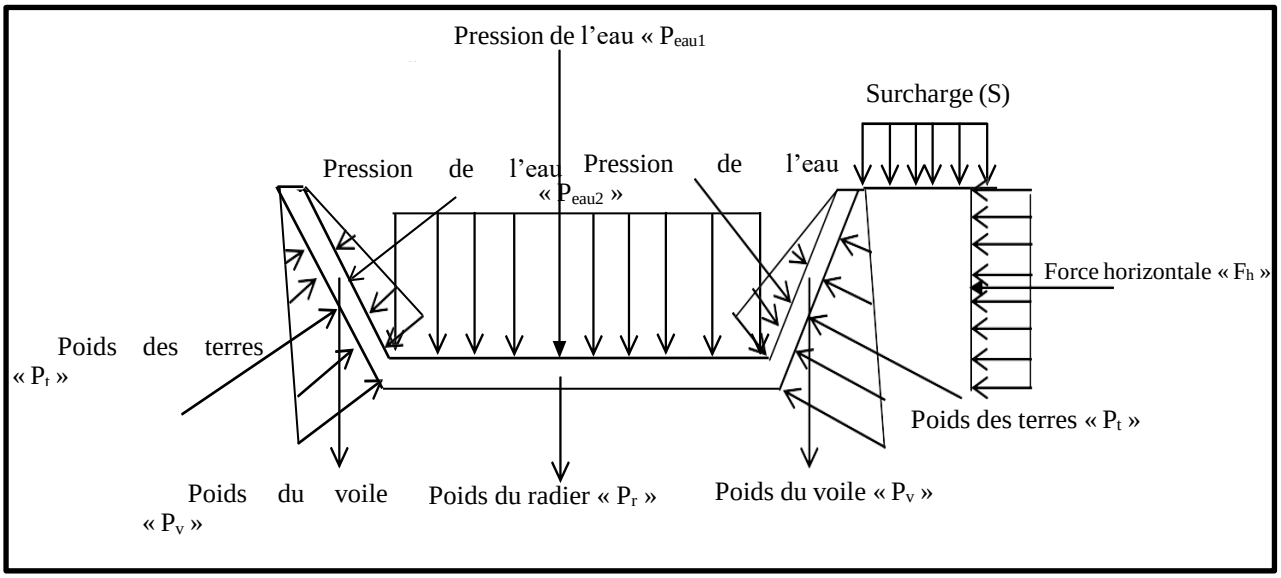


Figure VI.1: schéma statique d'un canal trapézoïdal

Et pour entamer le calcule on va définir les caractéristiques géométriques de notre canal :

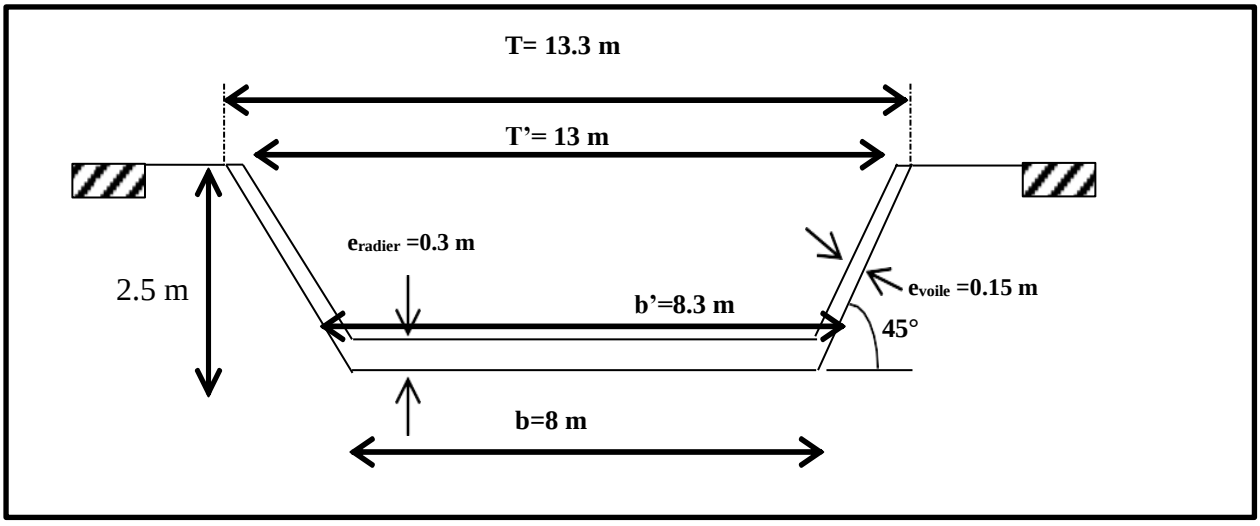


Figure VI.2: schéma des caractéristiques géométriques du canal trapézoïdale

Et pour définir les paramètres mécaniques, on les résume dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Les paramètres géométriques du canal

Paramètres	Désignations	Valeurs
Poids de l'eau	γ_w	10 KN/m^3
Poids de terre	γ_t	18 KN/m^3
Poids de béton	γ_b	25 KN/m^3
L'angle de frottement	φ	30°
La cohésion	C	0
La surcharges	S	15 KN/m^3

VI.4.2 Le calcul des charges agissant sur le canal :

$P_r = \gamma_b \times S_r \times 1$; où : $S_r = \frac{(b+b\prime)\times epradier}{2} = 2.445\ m^2$.

Et donc : $P_r = 61.125$ KN

$P_v = \gamma_b \times S_v \times 1$; où : $S_v = l \times ep_{voile} = 1.06\ m^2$

Et donc : $P_v = 26.5$ KN

$P_{eau1} = \gamma_w \times V_{eau}$; où : $qeau = g_{eau} \times 1 = \gamma_w \times h_{eau}$ et : $V_{eau} = \frac{8\times1\times1.4}{2} = 5.6\ m^3$

Et donc : P_{eau1} =56 KN

$P_{eau2} = ½\ \gamma_w \times l'^2 = ½\ \gamma_w \times (\sqrt{1.55^2 + (1.55/tan(45))^2})^2 = 24.03$ KN

$P_{terre} = ½\ \gamma_t \times K_a \times l''^2 = ½\ \gamma_t \times K_a \times (\sqrt{1.9^2 + (1.9/tan(45))^2})^2 = 21.66$ KN

Où : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) = 0.333$

Et donc :

$P_{tx} = P_t \times \sin(45°) = 15.32$ KN.

$P_{ty} = P_t \times \cos(45°) = 15.32$ KN.

$P_{eaux2} = P_{eau2} \times \sin(45°) = 16.99$ KN.

$P_{eauy2} = P_{eau2} \times \cos(45°) = 16.99$ KN.

$F_h = S \times K_a \times H = 7$ KN.

Et on résume tous les calculs dans le tableau suivant :

Tableau VI-2: Les valeurs des charges agissant sur le canal

Notions	Valeurs (KN)
Poids de radier	61.13 KN
Poids de voile	26.50 KN
$P_{eau\ 1}$	56 KN
$P_{eau\ 2}$	24.03 KN
Poids des terres	21.66 KN
Poids des terres projection / à l'axe X	15.32 KN
Poids des terres projection / à l'axe Y	15.32 KN
P_{e2x} / à l'axe X droite	16.99 KN
P_{e2y} / à l'axe Y droite	16.99 KN
P_{e2x} / à l'axe X gauche	16.99 KN
P_{e2y} / à l'axe Y gauche	16.99 KN
F_h due à la surcharge	7.00 KN

VI.4.3 Calcul des moments :

- **Moment renversant/o (poussée de l'eau) :**

- **A l'ELS :**

$M_{renv,ELS/o} = F_h \times \frac{1.4}{2} + P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times (x' + 8) + P_{eaux2}$ gauche $\times (y_2 + 0.3) + P_v (x''' + 0.1) + P_{eauy2}$ gauche $\times (x'' + 0.3)$

Où :

$x' = 1/3 \times l'' \times \cos(45°) = 0.63$ m , et : $y_1 = 1/3 \times l'' \times \sin(45°) = 0.63$ m

$x'' = 1/3 \times l' \times \cos(45°) = 0.52$ m , et : $y_2 = 1/3 \times l' \times \sin(45°) = 0.52$ m

$x''' = 1/2 \times l' \times \cos(45°) = 0.78$ m

Et donc : $M_{renvELS/o} = 203.55$ KN.m

- **A l'ELU :**

$M_{renv,ELU/o} = 1.35 \times (P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times (x' + 8)) + 1.5 \times (F_h \times 1/2 + P_{eaux2}\text{ gauche} \times (y_2 + 0.3)) + 1.5 \times (P_{eaux2}\text{ gauche} \times (x'' + 0.6))$

Et donc : $M_{renv,ELU/o} = 266.59$ KN.m

- **Moment stabilisant/o (poids propre) :**

- **A l'ELS :**

$M_{stab,ELS/o} = P_{eaux2}\text{ droite} \times (y_2 + 0.3) + P_{eauy2}\text{ droite} \times (x'' + 8.3) + P_r (10.87 \times 0.5) + P_{eau1} (8 \times 0.5) + P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times x_1 + P_v (x''' + 0.1 + 8)$

Et donc : $M_{stab,ELS/o} = 980.23$ KN.m

- **A l'ELU :**

$M_{stab,ELU/o} = 1.35 \times (P_r (8 \times 0.5) + P_{tx} \times y_1 + P_{ty} \times x' + P_v (x''' + 0.1 + 8)) + 1.5 \times (P_{eaux2}\text{ droite} \times (y_2 + 0.3) + P_{eauy2}\text{ droite} \times (x_2 + 8.3) + P_{eau1} (8 \times 0.5))$

Et donc : $M_{stab,ELU/o} = 1263.90$ KN.m

On résume les résultats dans ce tableau :

Tableau VI-3: Les valeurs des moments calculés

L'ELS	**Moment stabilisatrice**	980.23 KN.m
	Moment de renversement	203.55 KN.m
L'ELU	**Moment stabilisatrice**	1 263.90 KN.m
	Moment de renversement	266.59 KN.m

VI.4.4 Vérification de la stabilité au renversement :

On vérifie la stabilité au renversement du canal en deux méthodes ; la méthode classique comme suit :

1. **La méthode classique :**

Il faut que cette condition doive être vérifiée :

$$\frac{\sum Moments\ stabilisatrices}{\sum Moments\ déstabilisatrices} \geq F_R = 1.5 \qquad \textbf{(VI.8)}$$

Où :

Moment stabilisant à l'ELS : $M_{stab,ELS/o}$ = 980.23 KN.m

Moment déstabilisant à l'ELS : $M_{renv,ELS/o}$ = 203.55 KN.m

Et donc : $\frac{\text{Mstab,ELS/o =}}{\text{Mrenv,ELS/o =}} = 4.82 \geq 1.5$ ***(VI.9)***

Alors la stabilité au renversement par la méthode classique est vérifiée.

VI.4.5 Vérification de la stabilité au glissement :

On vérifie la stabilité au glissement du canal en deux méthodes ; la méthode classique comme suit :

1. **La méthode classique :**

Il faut que la condition suivante doive être vérifier :

$$F_G = \frac{\sum forces\ stabilisatrices\ \ (\ forces\ verticales)}{\sum forces\ déstabilisatrices\ (forces\ horizontales)} > F_R = 1.5 \qquad \textbf{(VI.10)}$$

Où : $F_G = \frac{(c + \delta n\ tan(\varphi)) \times A}{Rh} > F_R$

Avec : A = B × l ; et φ : angle de frottement entre sol et canal.

D'autre part : $F_G = \frac{C \times B + N \times tan(\varphi)}{Rh} > F_R$

Et donc : $F_G = \frac{N \times tan(\varphi)}{Rh} > F_R$; où : $N = P_{eauy2}$ droite + P_{eauy2} gauche – 2 P_{ty} + P_r+P_{eau1}+2 P_v

N = 173.465 KN

Et : $R_{h\,=\,Fh}$ = 7.00 KN

$\Longrightarrow$ $F_G = \frac{N \times tan(\varphi)}{Rh} = 14.31 > F_R = 1.5$

Alors la stabilité au glissement du canal par la méthode classique est vérifiée.

VI.4.6 Vérification de la stabilité au poinçonnement :

Il s'agit de vérifier que la contrainte maximale transmise à la fondation est admissible. On a cette méthode pour faire cette vérification :

- **La méthode classique :**

Il faut que :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N/G}{A} \pm \frac{M/G}{W} < \sigma_{sol,adm} \qquad \textit{(VI.13)}$$

Où :

$N_{/G}$: la somme des forces verticales qui s'exercent au point de centre de gravité.

$M_{/G}$: moment somme des forces qui s'exercent par rapport au centre de gravité.

$\sigma_{sol,adm}$: la contrainte admissible du sol ; avec : $\sigma_{sol,adm}$ = 2 bars = 200 KPa.

A : la surface.

W : module de flexion.

- **A l'ELS :**

$N_{/G,\ ELS} = P_{eauy2}$ droite + P_{eauy2} gauche – $2P_{ty} + P_{eau1} + 2P_v + P_r$ = 349.23 KN

$M_{/G,\ ELS} = F_h \times H/2$ = 8.75 KN.m

Avec : L = 1m, et pour une surface rectangulaire :

On a :

$W = \frac{I}{d}$ avec : $I = \frac{B\,L^3}{12}$, et : $d = \frac{L}{2}$, donc : $W = \frac{B\,L^2}{6}$

Alors la formule des contraintes devenir :

$$\sigma_1 = \frac{N/G,ELS}{L \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times M/G,ELS}{N/G,ELS \times B}\right) = \frac{349.23}{1 \times 8} \times \left(1 + \frac{6 \times 8.75}{349.23 \times 8}\right) = 44.47 \text{ KPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N/G,ELS}{L \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times M/G,ELS}{N/G,ELS \times B}\right) = \frac{349.23}{1 \times 8} \times \left(1 - \frac{6 \times 8.75}{349.23 \times 8}\right) = 42.83 \text{ KPa}$$

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ = 44.06 Kpa < $\sigma_{sol,adm}$ = 200 Kpa

- **A l'ELS :**

$N_{/G,\ ELU}$ = 1.5 (P_{eauy2} droite + P_{eauy2} gauche + P_{eau1}) + 1.35 ($2P_v + P_r - 2P_{ty}$) = 508.30 KN

$M_{/G,\ ELU} = 1.5\ (F_h \times H/2) = 13.125$ KN.m

Où :

$$\sigma_{1,\ ELU} = \frac{N/G,ELU}{L \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times M/G,ELS}{N/G,ELS \times B}\right) = \frac{508.30}{1 \times 8} \times \left(1 + \frac{6 \times 8.75}{508.30 \times 8}\right) = 64.77 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{2\ ,ELU} = \frac{N/G,ELU}{L \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times M/G,ELU}{N/G,ELU \times B}\right) = \frac{508.30}{1 \times 10.87} \times \left(1 - \frac{6 \times 8.75}{508.30 \times 8}\right) = 62.31 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 64.15 \text{ KPa} < 1.5\ \sigma_{sol,adm} = 300 \text{ Kpa}$$

Donc la stabilité au poinçonnement du canal est vérifiée.

VI.5 Le ferraillage du notre canal :

VI.5.1 Le ferraillage de voile :

- **Détermination de moment d'encastrement sans prise en compte d'eau à l'ELU :**

On a :

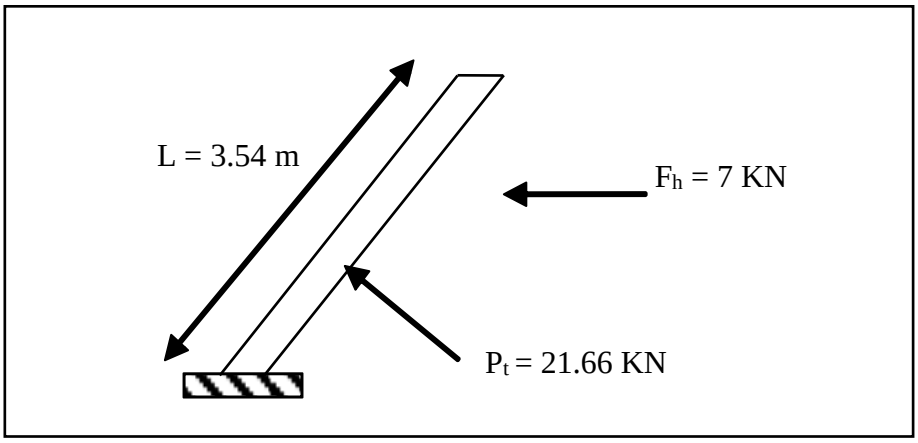


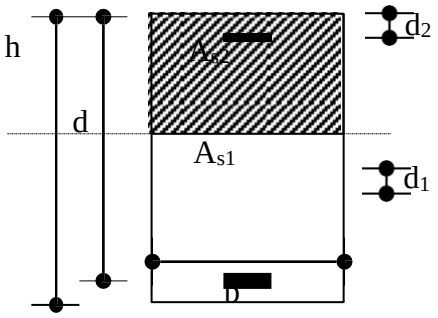
Figure VI.3: schéma des forces à l'encastremant

Où la formule de moment à l'ELU est exprimée comme suit :

$$M_{encastrement} = 1.35\ (P_t \times \frac{L}{3}) + 1.5\ F_h \times \left(\frac{H - e_{radier}}{2}\right) \qquad \textit{(VI.14)}$$

$M_{encastrement} = 46.84$ KN.m = 4.684 t.m

- **Calcul de ferraillage :**



Où :
b = 1 m = 100 cm
h = e = 0.2 m = 20 cm
$d_1 = d_2 = 0.03m = 3$ cm

- **Les données caractéristiques du béton et de l'acier :**

$\sigma_{bc} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2$ MPa; avec: $\gamma_b = 1.5$ (cas d'un situation durable)

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.1141$

Résolution pour ξ_{es} :

On a : $\mu = 0.85\, \xi_{es} - 0.34\, \xi_{es}^{\,2} = 0.1141$

Donc : $0.85\, \xi_{es} - 0.34\, \xi_{es}^{\,2} - 0.1141 = 0$

⟹ $\xi_{es} = 0.2684$

Calcul de μ_R :

$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000\,.\,\xi_{es}} = 0{,}01287$

$\mu_R = 0.8\, \alpha_R\, (1\text{-}0.4\, \alpha_R) = 0{,}01024 < \mu$ ($A_s \neq 0$)

Donc on doit faire les calculs suivants :

$A_s = 15{,}83\ cm^2$, donc on choisit : 6Φ20

, et donc : $A_{s,choisie} = 18{,}85\ cm^2$

Et donc : esp = 100/3 = 33.33 cm Et : $A_{s,min} = \max(0.26bd(f_{tj}/f_e)) ; 0.0013bd) = 2{,}21\ cm^2$

VI.6 L'étude du DALOT

L'étude du DALOT en B.A est faite à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis qui est le ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ou on a respecté les étapes suivantes :

- La modélisation du DALOT.
- Chargement statique et dynamique
- Lancement de calcul et interprétation des résultats
- La première étape consiste à la modélisation du DALOT qui est une simulation ou schématisation des différents éléments constitutifs (Dalle Pleine, Voile, Radier)

❖ **Hypothèses de calcul :**

- **Béton :**
- La résistance à la compression : à 28 jours fc28 = 25 Mpa.
- La résistance à la traction : ft28 = 2.1 Mpa
- Evj = 3700 $\sqrt[3]{fcj} = 10818.865\text{Mpa}$
- Eij =11000 $\sqrt[3]{fcj} = 32164.195\text{Mpa}$
- **Acier :**
- fe = 400 Mpa.
- ftj = 0,275 (fcj) 2/3 si : fc28 > 60Mpa

❖ **Prédimensionnements :**

Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés vérifications après dans la phase du dimensionnement

Tableau VI-4: Résumé des dimensions adoptées pour les éléments du dalot

Élément	Épaisseur adoptée	Observations principales
Dalle pleine (Tablier)	30 cm	- Feu : ≥ 11 cm- Phonique : ≥ 13 cm- Flexion : ≥ lx/25
Voiles (Piédroits)	20 cm	e ≥ max(he/20 ; 15 cm) → e ≥ 15 cm
Radier	30 cm	- Coffrage : ≥ 27.5 cm - Rigidité : ≥ 28 cm

❖ **Résultats**

Afin de mieux visualiser la configuration géométrique du dalot et les résultats obtenus suite à l'analyse, une vue 3D du modèle structurel a été générée via le logiciel Robot Structural Analysis**.**

La figure suivante présente la vue 3D de dalot après analyse :

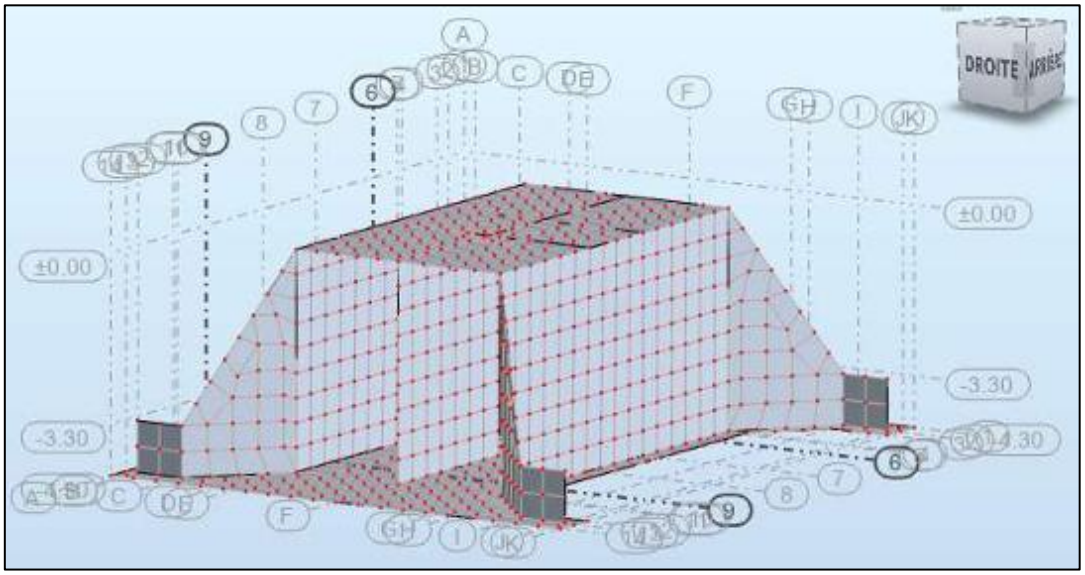


Figure VI.4: Vue 3D après l'analyse ROBOT de dalot 1

Le tableau suivant résume l'ensemble des charges appliquées dans le cadre du calcul :

Tableau VI-5 : Hypothèses de chargement

Type de charge	Description	Nature
Poids propre	Structure en béton armé	PZ
Poids du remblai	Charge surfacique uniforme	PZ = -18 KN/m²
Poids de roulement	Charge surfacique uniforme	PZ = -1.44 KN/m²
Poussée d'eau (externe)	Pression hydrostatique	γ = 1000 kg/m³
Poussée d'eau (interne)	Contre-poussée hydrostatique	γ = -1000 kg/m³
Poids du sol (externe)	Charge surfacique triangulaire (3P)	PZ3 = -65.86 KN/m²
Poids du sol (interne)	Contre-poussée terrain	PZ3 = 65.86 KN/m²
Surcharge AL	Charge surfacique uniforme	PZ = -22.56 KN/m²

Le tableau suivant résume les Réactions Repère global :

Tableau VI-6 : Réactions Repère global

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	17.01	34.02	51.44	16.72	16.8	0.5
Noeud	243	260	395	359	265	239
Cas	5	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-16.85	-34.02	-0.06	-16.7	-16.8	-0.5
Noeud	256	247	371	430	292	247
Cas	5	8 (C)	5	8 (C)	8 (C)	8 (C)

Le tableau suivant résume Déplacements :

Tableau VI-7: Déplacements

	UX [mm]	UY [mm]	UZ [mm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0	0	0	0	0	0
Noeud	531	134	180	225	211	128
Cas	8 (C)	5	5	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	0	0	-4	0	0	0
Noeud	441	52	213	201	214	46
Cas	8 (C)	5	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)

❖ **Ferraillage**

Les valeurs maximales des efforts internes extraites (effort normal, moment fléchissant et effort tranchant) ont permis de procéder au dimensionnement des armatures longitudinales et transversales des différents éléments du dalot (voiles, dalle, radier). Ce dimensionnement a été réalisé conformément aux exigences de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1), en tenant compte des états limites ultimes (ELU) et de service (ELS).

Les tableaux ci-après présentent les résultats de calcul du ferraillage minimal et requis, pour chaque élément structural, selon les efforts sollicitants obtenus via le logiciel Robot Structural Analysis**.**

Le tableau suivant résume ferraillage des voiles :

Tableau VI-8: tableau ferraillage des voiles

Sens	Hauteur (H)	Longueur (L)	Épaisseur (e)	Ferraillage adopté
X	2 m	5.00 m	0.20 m	5T12 / 20 cm
Y	2 m	5.00 m	0.20 m	5T12 / 20 cm

Le tableau suivant résume ferraillage de tablier :

Tableau VI-9: tableau ferraillage de tablier

Sens	Largeur (H)	Longueur (L)	Épaisseur (e)	Ferraillage adopté
X	4 m	5.00 m	0.30 m	5T12 / 20 cm
Y	4 m	5.00 m	0.30 m	5T12 / 20 cm

Le tableau suivant résume ferraillage de radier :

Tableau VI-10: tableau ferraillage de radier

Sens	Largeur (H)	Longueur (L)	Épaisseur (e)	Ferraillage adopté
X	4 m	5.00 m	0.30 m	5T12 / 20 cm
Y	4 m	5.00 m	0.30 m	5T12 / 20 cm

Remarque :

Trois dalots de dimensions différentes ont été étudiés. Pour alléger le contenu, un seul dalot est présenté en détail. Les autres ont été dimensionnés selon la même méthode, les mêmes normes et mêmes hypothèses, avec des résultats similaires adaptés à leur géométrie.

Conclusion

Ce chapitre a permis de vérifier la stabilité et le dimensionnement de la structure en considérant les sollicitations aux états limites de service et ultime. Les résultats obtenus montrent que les contraintes transmises au sol restent largement inférieures aux capacités admissibles et que les armatures calculées assurent la résistance et la durabilité de l'ouvrage. Ces bases théoriques et de calcul constituent un appui essentiel pour la suite de l'étude appliquée.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à mettre en place un ensemble de dispositions techniques et logistiques visant à améliorer les conditions de travail, réduire les coûts et assurer la réussite du projet. Une bonne organisation crée un environnement favorable aussi bien pour la main-d'œuvre que pour les équipements, ce qui se traduit par un gain notable en productivité.

L'étude préalable du site joue un rôle déterminant : elle permet d'élaborer un calendrier d'exécution précis, de mobiliser les moyens matériels de manière optimale et de respecter les contraintes d'espace et de temps. Une organisation efficace contribue ainsi à la maîtrise des dépenses, évitant des surcoûts qui pourraient compromettre la rentabilité du projet.

Face aux défis liés aux projets de grande envergure, il est indispensable de bien comprendre le fonctionnement d'un chantier. Pour cela, plusieurs actions sont nécessaires :

- Définir clairement les méthodes d'exécution et les procédés à employer, en intégrant les techniques modernes disponibles.
- Coordonner et répartir les tâches entre les différentes équipes en mobilisant une main-d'œuvre qualifiée.
- Structurer les postes de travail et introduire progressivement la mécanisation pour améliorer le rendement.
- Estimer avec précision la quantité et la qualité des ressources humaines nécessaires, puisque le coût de la main-d'œuvre influence directement le coût global du projet.

VII.1 Généralités

VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants

Un chantier de construction implique la collaboration de plusieurs acteurs, chacun ayant un rôle déterminant pour assurer le bon déroulement des travaux.

- **Le maître d'ouvrage (MOA)**

C'est la personne physique ou morale (particulier, institution ou entreprise) qui initie et finance le projet. Ses responsabilités principales sont :

- Définir les besoins et piloter la réalisation de l'ouvrage dans le respect du budget et des délais.
- Fournir les données et informations nécessaires à l'avancement des travaux.
- Respecter les engagements contractuels et assurer la coordination générale.

- Devenir propriétaire de l'ouvrage une fois celui-ci réceptionné.

➢ Le maître d'œuvre (MOE)

Désigné par le maître d'ouvrage, il est chargé de la conception, de la planification et du suivi des travaux. Il détient une autorité technique et organisationnelle sur le chantier. Ses missions comprennent :

- La conception et la vérification de la conformité des travaux avec les plans.
- Le contrôle du respect des normes et des règles de l'art.
- La supervision des équipes et le suivi des délais d'exécution.

➢ L'entreprise

L'entreprise titulaire du marché est responsable de l'exécution des travaux selon les clauses contractuelles. Elle doit :

- Garantir la qualité des travaux réalisés.
- Assurer une gestion rigoureuse des ressources humaines, matérielles et financières.
- Établir un planning réaliste et respecter les délais impartis.
- Conformer les travaux aux spécifications techniques du marché.

➢ L'entrepreneur

L'entrepreneur, en tant que responsable direct de l'exécution, veille à la bonne réalisation des ouvrages jusqu'à la réception définitive. Il assume également la responsabilité de la sécurité, de la qualité et de la conformité des travaux.

En résumé, la réussite du projet repose sur une répartition claire des rôles entre les différents intervenants (maître d'ouvrage, bureau d'études, entreprises de réalisation, etc.) ainsi qu'une coordination efficace tout au long du chantier. Cette organisation permet non seulement d'assurer l'efficacité technique et la rentabilité économique des travaux, mais aussi de garantir leur durabilité et leur intégration harmonieuse dans l'environnement

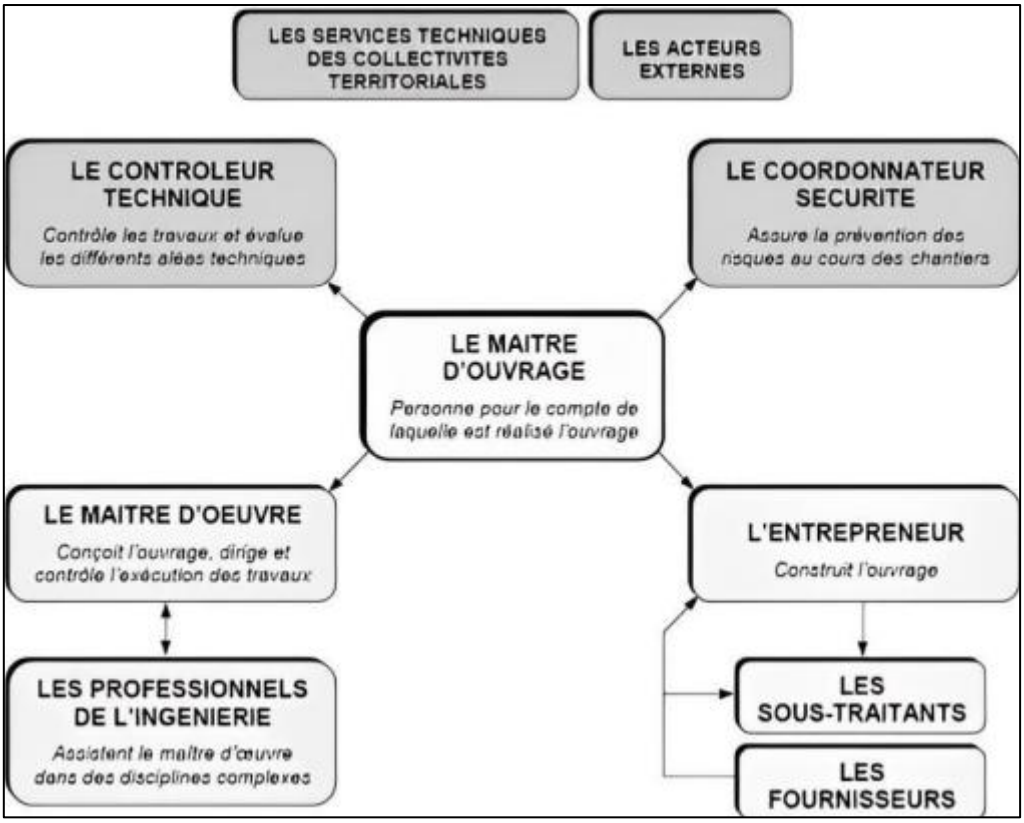


Figure VII.1: Interactions entre les acteurs du chantier (Ghomari, 2013).

VII.1.2 Devis quantitatif et estimatif du projet

L'évaluation des coûts constitue une étape fondamentale dans la gestion d'un projet de construction. Elle permet d'anticiper les besoins financiers et de garantir la faisabilité du projet. Les postes principaux comprennent :

- **Terrassements** : le coût est fonction du volume de terre à déplacer et des conditions du terrain.
- **Béton** : les parois sont réalisées en béton armé de 15 cm, le radier en 30 cm et le béton de propreté en 15 cm.

Le devis relatif à la variante retenue est présenté ci-après :

Tableau VII-1: Devis de la variante retenue totale

Tronçons	Montant total (DA)	TVA 19% (DA)	Total TTC (DA)
Projet	192085620	36496267.8	228581887.8

VII.1.3 Installations du chantier

- **Installations destinées au personnel**

Elles regroupent les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et bureaux du chantier.

- **Installations destinées au stockage des matériaux**

- **Agrégats**

Les sables et graviers utilisés pour le béton doivent être contrôlés à la réception

Tableau VII-2: Pourcentage maximum des substances nuisibles dans les granulats

Matières indésirables	% maximum du poids du plus gros granulat
Argile, limon, vase	1 %
Charbon, bois	1 %
Matériaux tendres	8 %

Les sables et graviers sont stockés séparément pour éviter le mélange. Le stockage se fait en étoile afin de préserver la qualité. La teneur en eau doit être contrôlée régulièrement.

- **Ciment et aciers**

Le ciment est livré en vrac et stocké dans des silos. Des contrôles de température et de laboratoire (résistance, temps de prise) sont réalisés. Les aciers doivent être protégés de l'humidité.

- **Eau de gâchage**

L'eau utilisée doit répondre aux 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

- **Béton :**

Le béton utilisé doit atteindre une résistance à la compression de 180 bars à 28 jours. Il est composé de sable, graviers, ciment et eau.

- **Énergie électrique :**

L'alimentation sera assurée par un groupe électrogène, sans recours au réseau SONELGAZ.

- **Alimentation en eau potable :**

Un réservoir de stockage sera mis en place et alimenté quotidiennement.

- **Alimentation en carburant :**

Le carburant sera livré par camions citernes et stocké dans des réservoirs enterrés avec système de pompage.

➢ **Installations destinées à la réparation des engins**

Bien que les réparations lourdes se fassent généralement en dehors du chantier, un atelier d'entretien doit être prévu pour les interventions rapides et urgentes.

➢ **Installations pour la préfabrication**

Des hangars équipés doivent permettre la préfabrication des éléments de l'ouvrage (poutres, dalles, conduites, murettes).

VII.1.4 Moyens du chantier

➢ **Moyens humains**

Le chantier nécessite un personnel qualifié, couvrant à la fois les études techniques et la réalisation des travaux. Les qualifications, titres et expériences doivent être précisés.

➢ **Moyens matériels**

Le matériel comprend les engins de terrassement généraux, le matériel spécifique au type d'ouvrage, ainsi que des équipements spécialisés. Chaque engin doit être décrit par sa marque, type, puissance et rendement.

➢ **Matériel de terrassement**

Les engins utilisés pour le terrassement et la mise en œuvre comprennent :

- Bulldozer
- Pelle mécanique

- Chargeur à pneu ou à chenilles
- Décapeuse
- Niveleuse et camions

VII.1.5 Planification

- **Définition**

La planification est l'opération qui consiste à organiser et programmer les tâches d'un projet en fonction des ressources disponibles et des délais imposés. Elle constitue un outil stratégique pour le chef de projet, permettant d'assurer la coordination, le suivi et le contrôle des travaux.

- Ses principaux objectifs sont :
- Organiser rationnellement les postes de travail.
- Suivre l'avancement des opérations en temps réel.
- Évaluer la durée et les moyens nécessaires à chaque tâche.
- Simplifier les méthodes de travail afin d'augmenter la productivité.

- **Étapes de la planification**

La démarche de planification suit plusieurs étapes clés :

- **Collecte des informations** : compilation des données issues des études techniques et économiques.
- **Décomposition du projet** : division en tâches spécifiques, attribuées à des responsables et assorties d'une durée estimée.
- **Gestion des interdépendances** : certaines tâches sont séquentielles, d'autres peuvent être parallèles.
- **Choix de la méthode de calcul** : généralement la méthode du chemin critique (CPM), adaptée aux projets séquentiels.

- **Types de plannings**

- **Plan au plus tôt** : chaque tâche démarre dès que possible, méthode adaptée aux grands projets disposant de ressources suffisantes.
- **Plan au plus tard** : les tâches débutent à la date la plus tardive possible sans affecter le délai global, ce qui réduit les coûts.

- **Plan intermédiaire** : compromis entre les deux précédents, recommandé pour les projets uniques avec ressources moyennes.

➢ **Techniques de planification**

Deux familles de méthodes sont utilisées :

- **Méthodes réseau** : CPM (Critical Path Method) et PERT (Program Evaluation and Review Technique), qui modélisent les interdépendances.
- **Méthodes graphiques** : Diagramme de Gantt et ligne d'équilibre, qui offrent une représentation visuelle des tâches et de leur enchaînement.

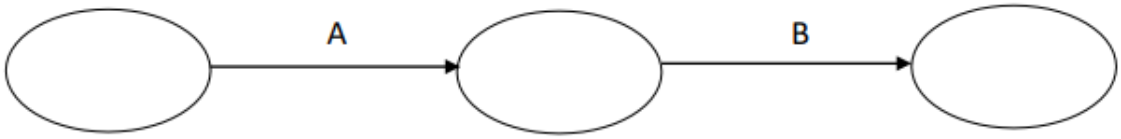
- **Méthodes basées sur le réseau**

Le réseau constitue une représentation graphique d'un projet, permettant de mettre en évidence les relations entre les différentes tâches (séquentielles, parallèles ou convergentes) ainsi que leur durée d'exécution. On distingue principalement deux approches :

- **Réseau à nœuds** : chaque nœud correspond à une tâche ou une étape, tandis que les flèches indiquent l'ordre d'exécution. Exemple : l'opération (B) ne peut commencer qu'après l'achèvement de l'opération (A).



- **Réseau à flèches** : chaque flèche représente une tâche, et les nœuds symbolisent les points de connexion entre elles. Exemple : l'opération (A) doit précéder l'opération (B).



Le réseau est donc un outil de calcul pour déterminer les délais et la séquence des tâches, tandis que le graphique permet une meilleure interprétation et lisibilité des informations.

✓ **Construction d'un réseau**

La construction d'un réseau suit plusieurs étapes :

- **Lister les tâches** : avec leur durée, ressources nécessaires et interdépendances.
- **Identifier les tâches préalables** : pour définir l'ordre logique d'exécution.
- **Construire les graphes partiels** : sous forme de PERT ou Gantt.
- **Regrouper les graphes** : pour une vue d'ensemble du projet.
- **Déterminer la tâche initiale et finale** : afin de cadrer le suivi du projet.

Cette démarche garantit une organisation efficace du temps et des ressources.

- **Méthode C.P.M (Critical Path Method)**

La méthode du chemin critique (CPM) vise à réduire la durée totale du projet en identifiant les tâches critiques :

- Définir les ressources et le personnel nécessaires.
- Analyser le réseau d'activités jour par jour (ou selon l'unité choisie).
- Ajuster le réseau en tenant compte des contraintes spécifiques au projet (Benlaoukli, 2004).

- **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique)**

La méthode PERT organise les tâches sous forme de réseau en prenant en compte leur séquence et leurs interdépendances. Elle est particulièrement adaptée aux projets complexes, où la durée de certaines tâches est incertaine.

- **Méthodes basées sur le graphique**

- **Méthode linéaire (ligne d'équilibre)** : adaptée aux projets répétitifs (bâtiments multiples, routes, voies ferrées).
- **Méthode à barres (ou diagramme de Gantt)** : combine réseau et barres pour représenter les interdépendances et planifier l'exécution des tâches.

Le choix de la méthode dépend du type de projet : pour les projets séquentiels comme le nôtre, la méthode PERT est la plus pertinente (Benlaoukli, 2004).

- **Méthode de calcul PERT**
  - **Paramètres essentiels**

- **DCP (Début au plus tôt)** : date la plus précoce de démarrage d'une tâche.
- **DFP (Fin au plus tôt)** : date minimale de fin d'une tâche.
- **DCPP (Début au plus tard)** : date limite pour commencer sans retarder le projet.
- **DFPP (Fin au plus tard)** : date limite pour finir sans retarder le projet.
- **MT (Marge totale)** : temps supplémentaire disponible pour une tâche sans affecter le chemin critique.

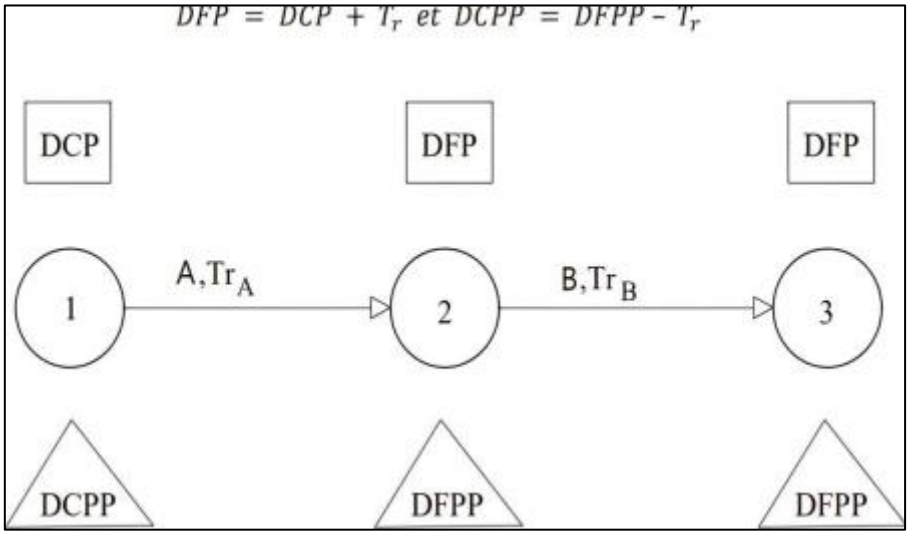


Figure VII.2: Schéma représentatif de la méthode de PERT

- **Chemin critique**

Le **chemin critique** correspond à la suite d'opérations qui fixent la durée totale du projet (DTP). Les tâches qui le composent se distinguent par une **marge totale nulle (MT = 0)**. L'identification du chemin critique repose sur deux conditions essentielles :

- **Marge totale nulle** : toutes les opérations situées sur ce chemin doivent avoir une marge totale égale à zéro.
- **Durée équivalente à la DTP** : la somme des durées des opérations constituant ce chemin doit être égale à la durée totale du projet.

- **Diagramme de Gantt**

Le diagramme de Gantt est un outil visuel permettant de suivre l'avancement d'un projet. Il présente les tâches sur l'axe vertical et le temps sur l'axe horizontal. Chaque tâche est représentée par une barre dont la position et la longueur indiquent :

- La date de début et de fin,
- La durée prévue,
- Les chevauchements éventuels,
- L'avancement réel par rapport aux prévisions.

Cet outil complète la méthode PERT en facilitant la planification et le suivi de l'évolution du projet.

En conclusion, la méthode PERT constitue un outil d'optimisation permettant de réduire la durée et les coûts d'un projet tout en améliorant son efficacité globale. La construction d'un réseau PERT commence par l'identification des tâches à réaliser, suivie de l'estimation de leur durée d'exécution, afin de représenter de manière logique et ordonnée l'enchaînement des opérations.

Le tableau, le schéma CPM et le diagramme de Gantt suivants présentent la durée estimée des opérations, le réseau de planification et le calendrier d'exécution du variante retenue :

Tableau VII-3 : Durée estimée des opérations principales du projet

Désignation de l'opération	Code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement	B	70
Compactage	C	21
Exécution du lit de béton de propreté	D	35
Exécution du béton armé pour le canal	E	110
Pose des dalots	F	60
Travaux de finition et protections	G	30
Déménagement du chantier	H	10

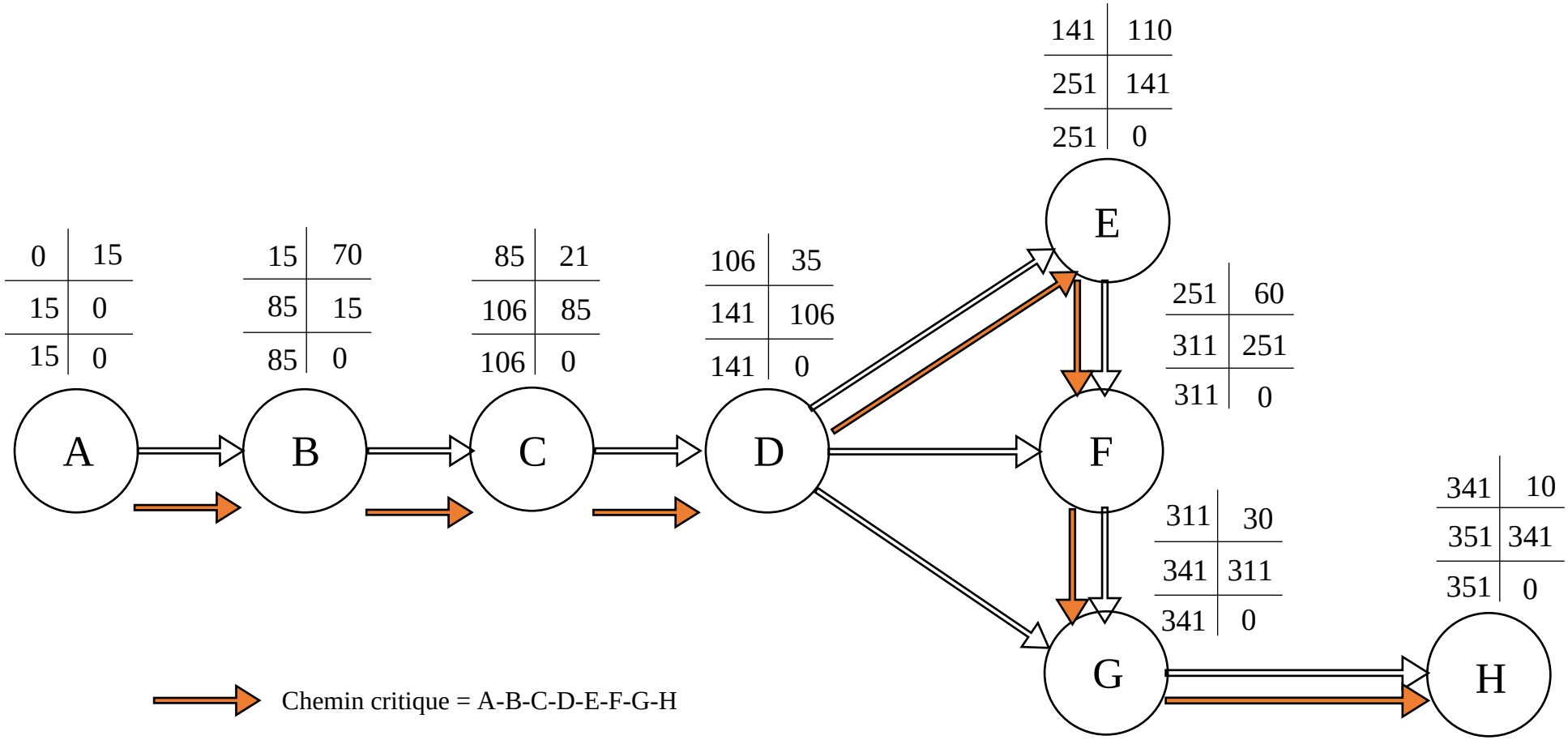


Figure VII.3: Réseau de planification des taches par la méthode CPM

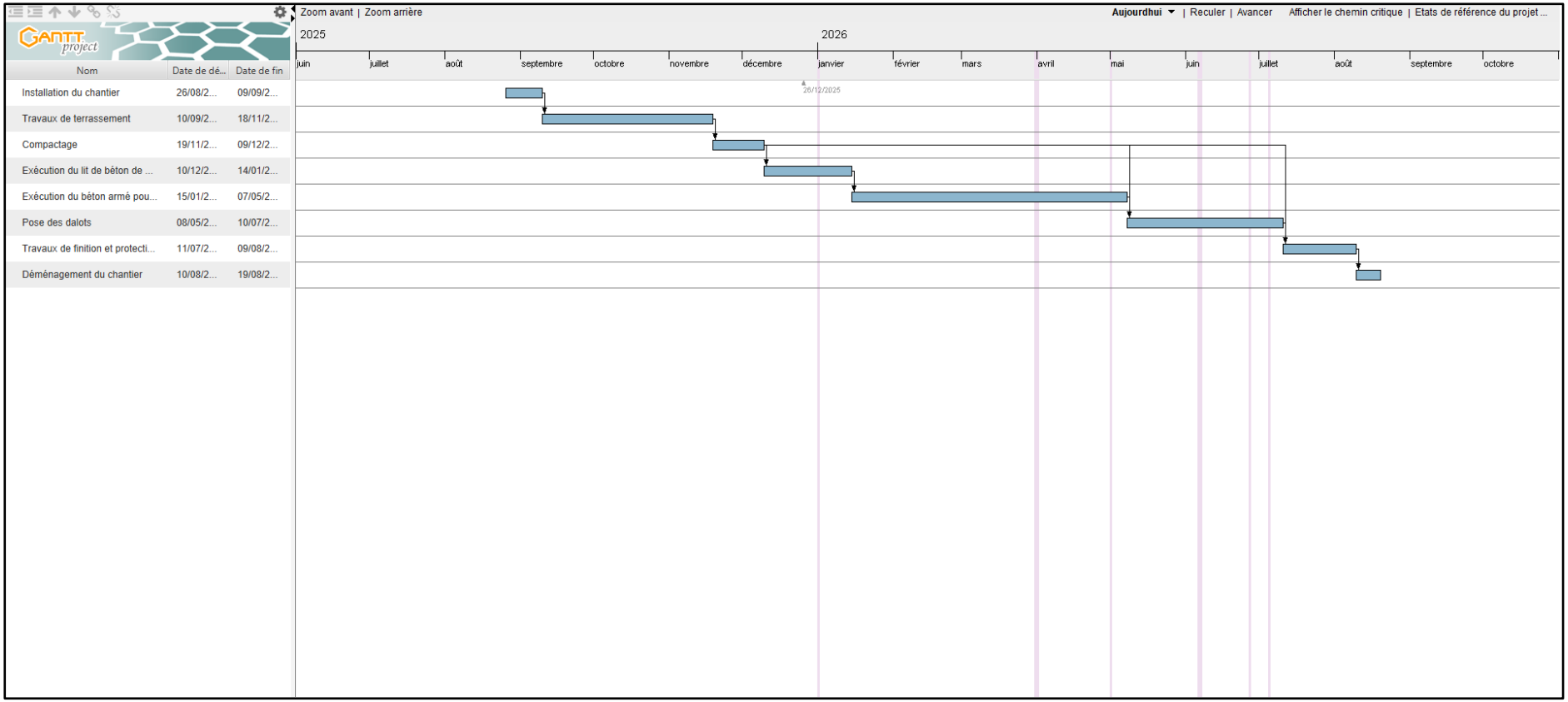


Figure VII.4: Diagramme de GANTT

Conclusion

L'organisation du chantier constitue un pilier fondamental dans la réussite de tout projet de construction. Elle permet de planifier efficacement les différentes opérations, de coordonner les ressources humaines, techniques et matérielles, tout en garantissant le respect des délais et la maîtrise des coûts. L'élaboration d'une planification rigoureuse, à travers l'identification du chemin critique, l'établissement du diagramme de Gantt et la répartition méthodique des tâches, offre une vision claire du déroulement des travaux et facilite leur suivi.

Dans le cadre de cette étude, le projet a été planifié sur une durée estimative de **351 jours** pour un budget global de **228 581 888 DA**. Cette organisation méthodique constitue un outil indispensable pour anticiper les imprévus, optimiser les délais et assurer une exécution harmonieuse du chantier. Elle met en évidence l'importance d'une gestion proactive et structurée, condition essentielle pour mener à bien le projet dans les meilleures conditions techniques, économiques et temporelles.

Conclusion générale

Les inondations constituent un phénomène naturel récurrent en Algérie et représentent une menace sérieuse pour les populations, les infrastructures et le développement local. L'étude menée sur l'oued Adjlana, situé dans la wilaya de Médéa, s'inscrit dans cette problématique et vise à proposer des solutions techniques adaptées pour réduire les risques d'inondation et protéger durablement la zone concernée.

Dans un premier temps, une analyse générale de la problématique a montré que la protection contre les inondations ne peut pas reposer sur une solution unique. Chaque site présente ses spécificités hydrologiques, topographiques et socio-économiques, ce qui impose une adaptation des méthodes et des ouvrages de protection. L'examen des causes locales a mis en évidence l'absence d'aménagement adéquat de l'oued, le manque d'entretien des ouvrages existants ainsi qu'une insuffisance du système de drainage, autant de facteurs qui aggravent la vulnérabilité de l'agglomération d'Adjlana.

L'étude hydrologique, réalisée à partir des données pluviométriques disponibles et appuyée par l'utilisation des outils SIG et des modèles numériques de terrain, a permis de caractériser avec précision le bassin versant. Les calculs effectués ont conduit à l'estimation des débits de crue pour différentes périodes de retour, et un débit de projet de 75 m^3/s a été retenu comme référence pour la suite de l'analyse. Ce résultat constitue une base solide pour la conception des ouvrages de protection.

L'étude hydraulique a ensuite permis, grâce à la modélisation sous HEC-RAS, de simuler le comportement de l'oued en cas de crue centennale. Les résultats ont fourni une cartographie des zones inondables et des hauteurs d'eau, identifiant ainsi les points sensibles nécessitant une attention particulière. Cette approche a constitué un support précieux pour orienter le choix des aménagements à mettre en œuvre.

Dans cette optique, plusieurs solutions techniques ont été envisagées et comparées : canal en gabion, barrage déversoir et canal en béton armé. Chacune présentait des avantages et des contraintes en termes de coût, de faisabilité et de durabilité. L'analyse multicritères a montré que le canal en béton armé, bien qu'impliquant un investissement initial plus élevé, demeure la solution la plus adaptée et la plus durable pour assurer la protection de la zone étudiée.

Enfin, une organisation rigoureuse du chantier a été proposée afin de planifier les différentes étapes de réalisation. La méthode du chemin critique (CPM) et l'établissement du diagramme de Gantt ont permis de fixer une durée prévisionnelle de 351 jours pour l'exécution du projet, avec un budget global de 228 581 888 DA. Cette planification représente un outil stratégique pour assurer le respect des délais, optimiser l'utilisation des ressources et anticiper d'éventuels imprévus.

En somme, ce travail a permis de démontrer l'importance d'une démarche intégrée associant analyse hydrologique, modélisation hydraulique, comparaison des variantes d'aménagement et planification des travaux. Il a également souligné la nécessité d'adapter les solutions aux conditions locales, en tenant compte à la fois des impératifs techniques, économiques et environnementaux.

Néanmoins, certaines limites doivent être mentionnées, notamment la disponibilité et la précision des données hydrométéorologiques, ainsi que la complexité de la modélisation des crues dans des milieux naturels fortement hétérogènes. Des investigations complémentaires, associées à des relevés de terrain plus détaillés et à l'utilisation de modèles plus avancés, pourraient permettre d'affiner davantage les résultats.

Enfin, cette étude ouvre la voie à des perspectives intéressantes, notamment l'intégration de solutions fondées sur la nature (restauration écologique des berges, reboisement) en complément des ouvrages de protection classiques, ainsi que le renforcement des politiques locales de gestion du risque inondation. De telles approches contribueraient à une protection plus durable et à une meilleure résilience face aux événements extrêmes.

Références Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Athamnia, B. (2019-2020). *Organisation des chantiers.* Université Larbi Tébessi – Tébessa. Polycopie de cours. Disponible sur : Academia

Benlaoukli, B. (2004). *Organisation de chantier, la planification des travaux les M.M.* [Working Paper]. Disponible sur : **Lien**

Benmansour, N. (2009). *Étude de crues et localisation des zones inondables.* Support de cours – Hydraulique. Université d'Annaba. Disponible sur : Lien

Degoutte, G. (2012). *Diagnostic, aménagement et gestion des rivières.* Éditions Cemagref, 2e édition. Disponible sur : Lavoisier

Garavaglia, F. (2011). *Méthode SCHADEX de prédétermination des crues extrêmes : Méthodologie, applications, études de sensibilité.* Thèse de doctorat, INPG. Disponible sur : HAL

Guillot, P., & Duband, D. (1967). *La méthode du Gradex.* Développée par EDF. Disponible sur : **WikiHydro**

Ikhlef, R. (2023). *Étude de protection contre les inondations par modélisation des affluents : Cas du centre de Bordj Mira (W. Béjaïa).* Mémoire de Master.

Kadi, K. (2023). *Protection des communes de Bordj El Kiffan et Bordj El Bahri contre les risques des inondations de l'oued El Hamiz (W. Alger).* Mémoire de Master.

Labdi, A. (2024). *Protection de la ville Oued Rihane Ouest, la ville de Khemis Miliana et l'usine des matériaux explosifs ONEX contre les inondations (Oued Rihane).* Mémoire de Master.

Ledoux, B. (2000). *Aléas, vulnérabilités et gestion des risques naturels.* Presses Universitaires de France.

Lencastre, A. (2008). *Hydraulique générale.* Éditions Eyrolles. Disponible sur : **Eyrolles**

Madi, R. (2014). *Organisation des chantiers.* Polycopie de cours.

Mebarki, A. (1982). *Le bassin du Kébir-Rhumel (Algérie) : Hydrologie de surface et aménagement des ressources en eau.* Thèse de doctorat. Disponible sur : **ResearchGate**

Medjber, A. (2008). *Étude hydrologique du bassin versant de l'oued Mekerra et les moyens de protection contre les crues : Wilaya de Sidi Bel Abbés.* Mémoire de Magister.

Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement. *L'inondation et les types d'inondations.* Disponible sur : **Waternunc**

Ministère de l'Écologie et du Développement Durable (MEDD). (2010). *Aléas, vulnérabilités et gestion des risques naturels.* PUF. Disponible sur : HAL

Oulhaci, D. (2015-2016). *Ruissellement inter-annuel en Algérie septentrionale : Relation entre ruissellement, pluie et évaporation.* Mémoire académique.

Tachi, A., & Bentrad, M. (2018). *Prédiction de débit solide dans la période de crue par l'utilisation des réseaux de neurones artificiels : Étude de cas de l'Oued Soufay – Khemis Miliana (Algérie).* Mémoire de Master.

Touaibia, B. (2015). *Manuel pratique d'hydrologie* (2e éd.). Éditions universitaires algériennes.

Toumi, A. *Hydraulique à surface libre : Cours & Exercices.* Université de Guelma. Disponible sur : Dspace Guelma

Tria, C. E. (2022). *Dimensionnement d'un deuxième évacuateur de crue : Cas du barrage Cheurfas II.* Mémoire de Master.

U.S. Army Corps of Engineers (2016). *HEC-RAS River Analysis System – User's Manual.* Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 5.0, 960 p. Disponible sur : **HEC**

Yahiaoui, A. *Inondations torrentielles et cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord.* Mémoire académique.

Zeroual, A., Assani, A. A., Meddi, M., et al. (2019). Assessment of climate change in Algeria from 1951 to 2098 using the Köppen–Geiger climate classification scheme. *Climatic Dynamics, 52,* 227–243. Disponible sur : **DOI**

REFERENCES SITOGRAPHIQUES

EarthExplorer

Disponible sur : https://earthexplorer.usgs.gov/

Climate Engine

Disponible sur : https://www.climateengine.org/

NASA POWER

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

Climate Engine

Disponible sur : https://code.earthengine.google.com/

Spatial Reference

Disponible sur : https://spatialreference.org/

ANNEXES

Annexe N°1

Tableau des valeurs du Khi carré $\chi 2$

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

Annexe N°2

Coefficient de rugosité de Manning

Valeurs du coefficient n de Manning				
Nature des surfaces	**Etats des parois**			
	Parfait	**Bon**	**Assez bon**	**Mauvais**
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0.033	0.035
Moëllons dressés	0.013	0.014	0.015	0.017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0.011	0.012	0.013	0.015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre droits et uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0.025	0.030	0.033	0.035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0.035	0.040	0.045	-
Canaux en terre à larges méandres	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre dragués	0.025	0.0275	0.030	0.033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0.028	0.030	0.033	0.035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0.025	0.0275	0.030	0.033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0.030	0.033	0.035	0.040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0.035	0.040	0.045	0.050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0.040	0.045	0.050	0.055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0.033	0.035	0.040	0.045
6) Idem 4, avec pierres	0.045	0.050	0.055	0.060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0.050	0.060	0.070	0.080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0.075	0.100	0.125	0.150

Annexe N°3

Ordre de grandeur des fruits des talus pour canal non revêtu selon« USBR»

Matériaux	Fruit des talus
Roche	Presque vertical
Roche fissurée, maçonnerie sèche	1/2
Argile	1/2 à 1/1
Sol Ferme, alluvions compactes	1/1
Gros cailloux	3/2
Sol sableux lâche	2/1
Sol Sableux limoneux, terre remaniée	3/1

(USBR)