الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AMENAGEMENT ET OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Aménagement Hydraulique d'Oued Barika pour la Protection de la Ville de Barika contre les Inondations (W. Batna)

Présenté par :
BENHAMOUDA Moussa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	M.C.B	Examinateur
BOUZIANE Mamar	M.C.B	Examinateur
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.A	Promoteur

Session : juillet 2025

Dédicace

À mes chers parents, mon formidable frère et ma chère sœur,

Ce mémoire vous est dédié, à vous, ma famille, qui avez toujours été mon roc. Votre amour, votre soutien et vos encouragements inébranlables ont été la source de ma force tout au long de ce parcours académique. Votre confiance en moi a nourri ma détermination, et chacun de mes succès est le fruit de votre présence constante à mes côtés. Merci d'avoir partagé chaque étape de ce voyage avec moi.

Avec toute mon affection et ma profonde gratitude.

Moussa

Remerciments

Avant tout, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Dieu tout-puissant, qui m'a donné la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je souhaite adresser mes sincères remerciements à mes chers parents, dont l'amour, le soutien, la confiance et les encouragements constants ont été une source inestimable de motivation. À mon frère et ma sœur, merci pour votre présence et votre soutien indéfectible tout au long de ce parcours.

Mes remerciements particuliers vont à mon encadreur M. A. HEBBOUCHE, pour son disponibilité, ses conseils précieux, et son expertise. Sa patience et dévouement ont été essentiels pour surmonter les défis et améliorer la qualité de ce mémoire. Je suis profondément reconnaissant pour son rôle crucial dans la réalisation de ce travail, fruit d'une collaboration enrichissante.

Un grand merci à tout le personnel pédagogique de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH) de Blida, ainsi qu'à mes enseignants, pour leur rôle fondamental dans mon parcours académique. Je remercie également les responsables et le personnel administratif de l'ENSH pour leur soutien.

Aussi à mes chers amis que j'aime, Nahida, Issad, Firas, Sifou, Achraf, Miloud, Chouaib, Ilyes, Riadh, et à tous ceux que je n'ai pas mentionnés, je vous remercie du fond du cœur pour les moments de rires, de soutien et de folie partagés. Vous avez rendu cette aventure encore plus inoubliable, et vous avez été présents à mes côtés dans les moments heureux comme dans les plus difficiles. Les souvenirs que nous avons créés ensemble resteront à jamais gravés dans mon cœur.

J'adresse enfin mes sincères remerciements et mon profond respect aux membres du jury, qui auront l'honneur d'évaluer ce travail, ainsi qu'à mes amis, pour leur amitié et leur présence inestimable durant les hauts et les bas de ce voyage académique.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم نظام لتطوير مجرى المياه للسماح بمرور فيضانات واد بريكة الذي يعبر مدينة بريكة، من خلال تحديد أقصى ارتفاعات للفيضانات من أجل ضمان سلامة الموارد المادية والبشرية بالمدينة. للقيام بذلك، في بادئ الأمر قمنا بتقديم ووصف خصائص منطقة الدراسة مع ذكر بعض الأحداث الكارثية التي عرفتها مدينة بريكة. ثم اتبعناها بدراسة هيدرولوجية مفصلة للمنطقة ملخصين فيها الخصائص المورفولوجية والتساقط للحوض الهيدرولوجي الذي يغذي واد بريكة، ثم قمنا بعدها بحساب التدفق الأعظمي الذي من خلاله امكننا الانتقال إلى مرحلة المحاكاة باستعمال برنامج HEC-RAS. هذا الأخير مكننا من تحديد المنطقة المهددة بالفيضانات على طول الواد المقدر ب 5.8كلم الذي يعبر المدينة. نتائج المحاكاة المحصل عليها مكنتنا من اختيار طريقة الحماية المناسبة.

الكلمات المفتاحية: لتطوير مجرى المياه، مدينة بريكة، المنطقة المهددة بالفيضانات، طريقة الحماية المناسبة.

Résumé :

Ce travail a pour objectif de concevoir un système d'aménagement hydraulique pour gérer les crues d'Oued Barika traversant la ville de BARIKA, en déterminant les hauteurs maximales des crues et en assurant la sécurité des biens et des personnes. Cela a nécessité une analyse complète des caractéristiques de la zone et la prise en compte d'événements catastrophiques passés. Une étude hydrologique détaillée, incluant les aspects morphologiques et pluviométriques du bassin versant de l'Oued Barika, a été réalisée. Ensuite, nous avons calculé le débit de crue. Le logiciel HEC-RAS a été utilisé pour modéliser les niveaux d'eau à différents points du cours d'eau, permettant ainsi de délimiter les zones inondables. À partir des cartes générées, nous avons identifié les zones à risque de débordement sur un tronçon de 5.8 km traversant la ville. Les résultats des simulations ont permis de sélectionner la solution de protection la plus appropriée.

Mots Clés : aménagement hydraulique ; la ville de BARIKA ; zones à risque de débordement ; variante de protection.

Abstract:

This work aims to design a hydraulic management system to handle the floods of Oued Barika crossing the city of BARIKA, by determining the maximum flood heights and ensuring the safety of property and people. This required a complete analysis of the characteristics of the area and taking into account past catastrophic events. A detailed hydrological study, including the morphological and pluviometric aspects of the Oued Barika watershed, was carried out. Then, we calculated the flood discharge. The HEC-RAS software was used to model water levels at different points along the river, thus allowing the identification of floodable areas. From the generated maps, we identified the areas at risk of overflow along a 5.8 km stretch crossing the city. The results of the simulations allowed us to select the most appropriate protection solution.

Key words: hydraulic management system; city of BARIKA; areas at risk of an overflow; the appropriate protection solution.

Sommaire

Introduction générale **2**

CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie **5**

Introduction 5

I.1. Aléa, enjeux et vulnérabilité 5

I.1.1. Aléa 5

I.1.2. Enjeux 6

I.1.3. Vulnérabilité 6

I.1.4. Risque 6

I.1.5. Le risque d'inondation 6

I.1.6. Gestion des risques : 8

I.2. Les inondations 9

I.3. La crue 9

I.3.1. Éléments descriptifs d'une crue 9

I.4. Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe 10

I.5. Mécanisme des inondations 11

I.6. Paramètres fondamentaux du cours d'eau 11

I.6.1. Lits du cours d'eau 11

A. Lit mineur 12

B. Lit moyen 12

C. Lit majeur 13

I.6.2. Rive, berge 13

I.6.3. Ripisylve 14

I.6.4. Alluvions et substratum 14

I.7. Types d'inondation 14

I.7.1. Inondations de plaine : 14

I.7.2. Inondations par remontées des nappes phréatiques 15
I.7.3. Inondation par crues torrentielles 16
I.7.4. Inondations par ruissellement 16
I.7.5. Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle 17
I.7.6. Inondations marines 17
I.8. Les causes et origines des inondations 18
I.9. Conséquences engendrées par les inondations 19
I.10. Les inondations en Algérie 19
I.10.1. Historique des inondations catastrophiques en Algérie 19
I.10.1.1. Inondations de Bab El Oued (2001) 19
I.10.1.2. Inondations de Ghardaïa (2008) 20
I.10.1.3. Inondations de Constantine (2015) 21
I.10.1.4. Inondations d'Alger (1973) 22
I.10.1.5. Inondations de Béjaïa (2012) 22
I.10.1.6. Inondations de Chlef (1984) 23
I.11. L'historique des inondations dans la zone d'étude 24
I.11.1. Inondation de 1969 24
I.11.2. Inondation de 1984 24
I.11.3. Inondation de 1995 24
I.11.4. Inondation de 2006 24
I.11.5. Inondation de 2012 24
I.11.6. Inondation de 2018 25
Conclusion 25
CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude 27
Introduction 27
II.1. Situation géographique 27
II.1.1. Description du bassin versant de l'oued Barika 27

II.2. Géologie 28
II.2.1. La géologie et la lithologie de la zone d'étude 29
II.3. Sismicité de la région d'étude 31
II.4. La climatologie 32
II.4.1. Température 32
II.4.2. Vitesse de vent 33
II.4.3. L'humidité 33
II.4.4. L'évaporation 34
II.4.5. Pluviométrie 35
Conclusion 35
CHAPITRE III : Etude hydrologique 37
Introduction 37
III.1. Bassin versant 37
III.1.1. Etude géomorphologique 37
III.1.1.1. Caractéristiques morphologiques 37
III.1.1.2. Caractéristiques géométriques 38
III.1.2. Etude du relief 41
III.1.2.1. La courbe hypsométrique 41
III.1.2.2. Les indices de pente 43
III.2. Etude du réseau hydrographique 46
III.2.1. Caractéristiques du réseau hydrographique 46
III.2.2. Paramètres hydrographiques 47
III.2.2.1. Densité de drainage 47
III.2.2.2. La densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F1 » : 48
III.2.2.3. Le coefficient de torrentialité « Ct » 48
III.2.2.4. Temps de concentration 48
III.2.2.5. Vitesse de ruissellement 51

III.3. Etude des crues : 52
III.3.1. Précipitations maximales journalières 52
III.3.1.1. Estimation des pluies journalières maximales 53
III.3.1.2. Choix de la loi d'ajustement 54
III.3.1.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL 54
III.3.1.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal 56
III.3.1.5 Pluies de courte durée 60
III.3.2. Calcul du débit de crue 62
III.3.2.1. La méthode de GRADEX 63
III.3.2.2. La Méthode Soil Conservation Service (SCS) 68
III.3.2.3. Les formules empiriques 75
III.3.3. Hydrogramme de crue 77
Conclusion 81
CHAPITRE IV : Réhabilitation du barrage déversoir « El Attouta » 83
Introduction 83
IV.1. Aperçu général sur le barrage déversoir d'El Attouta 83
IV.2. Diagnostic du barrage d'El Attouta 84
IV.3. Réhabilitation du barrage déversoir d'El Attouta 85
IV.3.1. Etude Hydraulique 85
IV.3.1.1. Laminage des crues 85
IV.3.1.2. Application de la méthode de Muskingum 91
IV.3.2. Etude génie civil 97
IV.3.2.1. Pré-dimensionnent de l'ouvrage 99
IV.3.2.2. Méthode du contour linéaire : (Règle de BLIGH) 101
IV.3.2.3. Détermination des sollicitations de charges sur le barrage déversoir 102
IV.3.2.4. Stabilité au glissement 106
IV.3.2.5. Stabilité au renversement 107

IV.3.2.6. Stabilité au poinçonnement 109
Conclusion 110
CHAPITRE V : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé 112
Introduction 112
V.I. Généralités 112
V.1.1. Ecoulement à surface libre 113
V.1.2. Types d'écoulements 113
V.1.2.1. Variabilité dans le temps 113
V.1.2.2. Variabilité dans l'espace 114
V.1.3. Régime d'écoulement 115
V.1.4. Canaux à ciel ouvert 116
V.1.4.1. Types de canaux 116
V.1.4.2. Propriétés des canaux 118
V.1.5. Dimensionnement des canaux 120
V.1.5.1. Conditions de l'écoulement uniforme 120
V.1.5.2. Formules de calcul 121
V.2. Diagnostique du cours d'eau non Aménagé 121
V.3. Modélisation de l'écoulement 122
V.3.1. Choix du type de modèle hydraulique 122
V.3.2. Présentation du logiciel HEC-RAS 122
V.3.2.1. Objectif du logiciel 123
V.3.3. Etapes de simulation par HEC-RAS 123
V.3.3.1. Modélisation de la rivière (données géométriques) 123
V.3.3.2. Données hydrométriques et conditions aux limites 125
V.3.3.3. Simulation 127
V.3.3.4. Résultat de la simulation 127
V.4. Les zones inondables 133

V.4.1. Carte des profondeurs 133
V.4.2. Cartographie du risque 134
V.4.2.1. Méthodologie 134
V.4.2.2. Classes de hauteur 135
V.4.2.3. Classes de vitesse 135
V.4.2.4. Classes d'aléa 136
Conclusion 137
CHAPITRE VI : Etude des variantes d'aménagement. 139
Introduction 139
VI.1. Principe d'aménagement 139
VI.1.1. Les différents types d'aménagements 139
VI.1.1.1. Protection directe (Rapprochées) : 139
VI.1.1.2. Protection indirecte (Eloignées) 140
VI.1.2. Calcul hydraulique des canaux 141
VI.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement 142
VI.2. Etude de variantes 143
VI.2.1. Première variante : Canal en terre (recalibrage). 143
VI.2.1.1. Dimensionnement 144
VI.2.1.2. Paramètres d'écoulement 144
VI.2.1.3. Estimation du coût de la variante 146
VI.2.1.4. Interprétation 147
VI.2.2. Deuxième variante : Canal en enrochement 148
VI.2.2.1. Dimensionnement 148
VI.2.2.2. Paramètres d'écoulement 148
VI.2.2.3. Estimation du coût de la variante 151
VI.2.2.4. Interprétation 153
VI.2.3. Variante 2.1 : canal mixte enrochement + béton 154

VI.2.3.1. Dimensionnement 154
VI.2.3.2. Paramètres d'écoulement 154
VI.2.3.3. Estimation du coût de la variante 156
VI.2.3.4. Interprétation 158
VI.3. Conclusion 160
CHAPITRE VII : Organisation de chantier 162
Introduction 162
VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier 162
VII.1.1. Le maître de l'ouvrage 162
VII.1.2. Le maître d'œuvre 163
VII.1.3. L'entrepreneur 163
VII.2. Installations du chantier 164
VII.2.1. Installations destinées au personnel 164
VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux 164
IV.2.2.1. Agrégats 164
IV.2.2.2. Le Ciment et les aciers 164
IV.2.2.3. L'eau de gâchage 164
IV.2.2.4. Le Béton 165
IV.2.2.5. L'enrochement 165
IV.2.2.6. Géotextile 165
IV.2.2.7. L'énergie électrique 166
IV.2.2.8. L'alimentation en eau potable 166
IV.2.2.9. L'alimentation en carburant 166
VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins 166
VII.2.4. Installations pour la préfabrication 166
VII.3. Les moyens de chantier 166
VII.3.1. Les moyens humains 166

VII.3.2. Les moyens matériels 166
VII.4. Devis quantitatif et estimatif du projet 167
VII.5. Planification 168
VII.5.1. Etapes de la planification 168
VII.5.2. Plannings des travaux 168
VII.5.3. Techniques de la planification 169
VII.5.3.1. Méthodes basées sur le réseau 169
VII.5.4. Méthode de calcul de C.P.M 170
VII.5.5. Délai de construction et programme des travaux 171
VII.6. Symboles des différentes opérations 171
VII.7. Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau 172
Conclusion 174
Conclusion générale 176

Liste des figures

CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

Figure I. 1: Combinaisons d'un risque. 6
Figure I. 2: Les risques d'inondation. 7
Figure I. 3: Augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation. 8
Figure I. 4: Eléments descriptif d'une crue. 10
Figure I. 5: Relations topographiques entre les différents lits d'une rivière. 12
Figure I. 6: Lit mineur d'un cours d'eau 12
Figure I. 7: Lit moyen d'un cours d'eau 13
Figure I. 8: Lit majeur d'un cours d'eau 13
Figure I. 9: Inondation de Plaine. 15
Figure I. 10: Inondation par remontées des nappes phréatiques. 15
Figure I. 11 : Inondation par crues torrentielles.. 16
Figure I. 12 : crue par ruissellement.. 17
Figure I. 13: Inondations par submersion marine. 18
Figure I. 14 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 20
Figure I. 15 : Inondation à Ghardaia Octobre 2008 21
Figure I. 16:. Inondations de Constantine (2015) 22
Figure I. 17: Inondations de Béjaïa (2012). 23

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Figure II. 1. La zone d'étude. 27
Figure II. 2. Vue satellitaire du bassin versant de l'oued Barika. 28
Figure II. 3. Géologie de la région du Hodna 30
Figure II. 4. Carte de micro zonage sismique du territoire national. 31
Figure II. 5. Distribution mensuelle de température moyenne 33

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Figure III. 1: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc. 39
Figure III. 2. Carte hypsométrique du bassin versant de l'oued BARIKA. 41
Figure III.3. Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin versant 42

Figure III. 4. Réseau hydrographique du bassin versant 47
Figure III. 5. Interface du logiciel HYFRAN. 55
Figure III. 6. Représentation graphique de la loi de Gumbel. 56
Figure III. 7. Représentation graphique de la loi de Log-normal. 57
Figure III. 8. Table de χ^2. 59
Figure III. 9. Représentation graphique des pluies de courte durée. 62
Figure III. 10. Représentation graphique des intensitées maximales. 62
Figure III. 11. Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits 67
Figure III. 12. Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits. 67
Figure III. 13. Carte d'occupation du sol du bassin versant de l'oued BARIKA 71
Figure III. 16. Représentation graphique des résultats (1000 ans). 73
Figure III. 14. Représentation graphique des résultats (100 ans). 74
Figure III. 15. Représentation graphique des résultats (50 ans). 74
Figure III. 17. Représentation graphique des résultats (10 ans). 75
Figure III. 18. Hydrogramme de crue pour différents fréquence.....80

CHAPITRE IV : Réhabilitation du barrage déversoir « El Attouta »

Figure IV. 1. Situation géographique du barrage déversoir d'El Attouta.....84
Figure IV. 2. Courbe de laminage de crue. 86
Figure IV. 3. Evacuateur à surface libre.....90
Figure IV. 4. Evacuation par le fond. 91
Figure IV. 5. Courbe capacité-hauteur. 92
Figure IV. 6. Courbe Surface-hauteur. 93
Figure IV. 7. Modélisation de la courbe surface hauteur à partir du NNR. 93
Figure IV. 8. La courbe caractéristique du barrage déversoir d'El Attouta.....95
Figure IV. 9. Hydrogrammes de crues entrant et sortant 97
Figure IV. 10. Profil du déversoir d'après Creager pour Hd = 5 m. 99
Figure IV. 11. Redimensionnement du barrage déversoir. 101

CHAPITRE V : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Figure V. 1. Ecoulement suivant le temps.....114
Figure V. 2. Schéma illustrant les différents types d'écoulements 115

Figure V. 3. Passage du régime fluvial au régime torrentiel 116
Figure V. 4. Canal naturel 117
Figure V. 5. Canaux artificiels 118
Figure V. 6. Eléments géométriques de la section 119
Figure V. 7. Forces appliquées par l'eau sur les parois. 120
Figure V. 8. Oued BARIKA et l'urbanisation sur le lit majeur. 122
Figure V. 9. Interface du logiciel HEC-RAS (version 6.5). 123
Figure V. 10. Insertion fichier de projection 124
Figure V. 11. Insertion des données du terrain 124
Figure V. 12. Définition du tracé de l'oued et des sections en travers 125
Figure V. 13. Introduction des données hydrauliques. 126
Figure V. 14. Introduction des conditions aux limites 127
Figure V. 15. Profil en long du cours d'eau à l'état naturel. 128
Figure V. 16. Vue en Plan en 3D de l'Oued. 128
Figure V. 17. Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Barika 129
Figure V. 18. Résultats de simulation pour quelques stations. 130
Figure V. 19. Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance. 131
Figure V. 20. Variation du nombre de Froude en fonction de la distance 131
Figure V. 21. Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans. 134
Figure V. 22. Carte de submersion pour la période de retour 100 ans. 135
Figure V. 23. Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans. 136

CHAPITRE VI : Etudes des variantes d'aménagement.

Figure VI. 1. Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses 142
Figure VI. 2. Profil en long pour la variante 1 (recalibrage). 146
Figure VI. 3. Sections en travers après aménagement (variante 1) 146
Figure VI. 4. Profil en long pour la variante 2 (canal en enrochement) 150
Figure VI. 5. Sections en travers (variante 2). 150
Figure VI. 6. Canal en enrochement. 151
Figure VI. 7. Profil en long pour la variante 2.1. 156
Figure VI. 8. Vue 3D de la variante 2.1. 159

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Figure VII. 1. Relation entre les personnes du chantier. 163
Figure VII. 2. Diagramme de GANTT. 173

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II. 1. Répartitions mensuelles des températures. 32
Tableau II. 2. Vitesses moyenne du vent –Région de BARIKA (2010-2022) 33
Tableau II. 3. Humidité relative moyenne en % (2010-2022). 34
Tableau II. 4. Evaporation moyenne mensuelle. 34
Tableau II. 5. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle 35

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Tableau III. 1. Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant 40
Tableau III. 2. Paramètres Hypsométriques du bassin versant de Oued BARIKA 42
Tableau III. 3. Caractéristiques altimétriques du bassin versant. 43
Tableau III. 4. Pente moyenne du bassin versant de l'oued BARIKA 44
Tableau III. 5. Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global. 45
Tableau III. 6. Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M. 46
Tableau III. 7. Résultats de calcul des paramétres de relief 46
Tableau III. 8. Le temps de concentration. 50
Tableau III. 9. Paramètres hydrographiques d'Oued BARIKA. 51
Tableau III. 10. Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant. 52
Tableau III. 11. Caractéristique de la station pluviométrique « N'gaous » 52
Tableau III. 12. Répartition des pluies maximales journaliers. 53
Tableau III. 13. Résultats de la loi de Gumbel. 55
Tableau III. 14. Caractéristique de la loi de Gumbel. 56
Tableau III. 15. Résultats de la loi de Log-normal. 57
Tableau III. 16. Caractéristique de la loi de Log-normal. 57
Tableau III. 17. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence. 60
Tableau III. 18. Récapitulatif des pluies, intensités et de période de retour 61
Tableau III. 19. Coefficient de ruissellement pour les différentes périodes de retour . 64
Tableau III. 20. Résultats de calcule du débit. 64
Tableau III. 21. Résultats de calcule du débit fréquentiel. 67
Tableau III. 22. Classification des sols selon NRCS 70

Tableau III. 23. CN selon le type d'occupation de sol 70
Tableau III. 24. Résultats d'occupation de sols 71
Tableau III. 25. Résultats de calcul 71
Tableau III. 26. Résultats de simulation pour la période de retour 1000ans 73
Tableau III. 27. Résultats de simulation pour la période de retour 100ans 74
Tableau III. 28. Résultats de simulation pour la période de retour 50ans 74
Tableau III. 29. Résultats de simulation pour la période de retour 10ans 75
Tableau III. 30. Les resultats de calcul des débits fréquentiels par la méthode SCS. .. 75
Tableau III. 31. Résultats de calculs de la méthode de GIANDOTTI. 76
Tableau III. 32. Résultats de calculs de la méthode de SOKOLOVSKI. 76
Tableau III. 33. Résultats de calcul des débits fréquentiels. 77
Tableau III. 34. Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ. 78
Tableau III. 35. Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue 78
Tableau III. 36. Variation de débit par diffèrent période de retour 79

CHAPITRE IV : Réhabilitation du barrage déversoir « El Attouta »

Tableau IV. 1. Valeurs de h et les plages de variation en période de crue 90
Tableau IV. 2. Les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface. 92
Tableau IV. 3. Calcul de la courbe caractéristique du barrage. 94
Tableau IV. 4. Calcul de l'hydrogramme de crue centennale de sortie du barrage 95
Tableau IV. 5. Coordonnées du profil du barrage déversoir type Creager. 98
Tableau IV. 6. Coordonnées du profil du déversoir type Creager pour Hd = 5 m. 98
Tableau IV. 7. Résultat du pré-dimensionnement de l'ouvrage. 100
Tableau IV. 8. Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh. 102

CHAPITRE V : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Tableau V. 1. Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations. 132
Tableau V. 2. Critères d'évaluation de l'aléa inondation 137

CHAPITRE VI : Etudes des variantes d'aménagement.

Tableau VI. 1. Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'. 142
Tableau VI. 2. Revanches utilisées 143
Tableau VI. 3. Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés 143

Tableau VI. 4. Dimensions de la variante 1. 144
Tableau VI. 5. Paramètres d'écoulement selon le logiciel Flow master 144
Tableau VI. 6. Résultats de la simulation 145
Tableau VI. 7. Devis estimatif du cout de la variante 1. 147
Tableau VI. 8. Dimensions de la variante 2. 148
Tableau VI. 9. Paramètres d'écoulement selon le logiciel Flow master 148
Tableau VI. 10. Résultats de la simulation 149
Tableau VI. 11. Sections et volume d'enrochement du canal de la variante 2. 152
Tableau VI. 12. Sections du géotextile de la variante 2. 152
Tableau VI. 13. Volume des déblais et remblais de la variante 2. 153
Tableau VI. 14. Devis estimatif du cout de la variante 2. 153
Tableau VI. 15. Dimensionnement de la variante 2.1. 154
Tableau VI. 16. Paramètres d'écoulement selon le logiciel Flow master 154
Tableau VI. 17. Résultats de la simulation 155
Tableau VI. 18. Sections et volume d'enrochement du canal de la variante 2.1. 156
Tableau VI. 19. Sections et volume du béton du canal de la variante 2.1. 157
Tableau VI. 20. Volume des déblais et remblais de la variante 2.1. 157
Tableau VI. 21. Devis estimatif du cout de la variante 2.1. 158

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Tableau VII. 1. Devis quantitatif estimatif du projet. 167
Tableau VII. 2. Symboles des opérations et leurs durées 172
Tableau VII. 3. Résultats de calcul pour la méthode du tableau 172

Outils de travail

HYFRAN

L'ajustement des fonctions de distribution est effectué avec le logiciel Hyfran (Bobée et al., 1999), développé par l'Institut national de la recherche scientifique – Centre Eau Terre Environnement (INRSETE). Le critère d'information bayésien est utilisé pour sélectionner la distribution la mieux adaptée aux données étudiées.

HEC-RAS

HEC-RAS est un logiciel d'analyse hydraulique conçu pour modéliser les écoulements à surface libre dans les canaux naturels et artificiels, en prenant en compte les ouvrages de franchissement. Il permet de simuler les écoulements en régime transitoire et de calculer les lignes d'eau en régime dynamique, tout en tenant compte des divers obstacles présents le long du cours d'eau (HEC-RAS, 2019).

ARC-GIS

ArcGIS est une suite de logiciels SIG (Systèmes d'Information Géographique) développée par la société américaine Esri (Environmental Systems Research Institute, Inc.). Elle se compose de trois principaux outils :

- **ArcMap :** Permet l'édition des fichiers au format géodatabase.
- **ArcCatalog :** Sert à la gestion des données et à l'obtention d'informations détaillées sur les objets édités, agissant comme un système de gestion de bases de données (SGBD).
- **ArcToolBox :** Contient un ensemble d'outils pour la transformation des données.

HEC-HMS

HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) est un logiciel développé par le Corps des ingénieurs de l'Armée américaine pour simuler les processus hydrologiques dans les bassins versants. Il modélise les précipitations, le ruissellement, l'infiltration et les débits, permettant ainsi d'analyser les risques de crue et de concevoir des systèmes de gestion des ressources en eau.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les inondations sont parmi les phénomènes naturels les plus récurrents et les plus destructeurs, affectant de nombreuses régions à travers le monde. Elles figurent parmi les catastrophes naturelles les plus coûteuses en termes de pertes humaines et de dégâts matériels. Au cours des dernières décennies, la fréquence et l'intensité de ces événements ont augmenté de manière significative, en particulier dans les régions méditerranéennes, souvent confrontées à des épisodes de pluies intenses et localisées. Ces conditions génèrent des crues soudaines et destructrices qui menacent directement les populations et les infrastructures.

Le bassin méditerranéen, avec ses reliefs abrupts et ses zones côtières densément peuplées, est particulièrement vulnérable aux inondations. Ces événements sont souvent exacerbés par le changement climatique, qui contribue à l'augmentation de la fréquence et de la gravité des phénomènes extrêmes. En Algérie, pays situé au sud du bassin méditerranéen, les inondations rapides et violentes représentent un défi majeur, notamment dans les régions au climat semi-aride et aride. La ville de Barika, comme d'autres localités algériennes, subit régulièrement des crues catastrophiques causant des perturbations économiques et sociales considérables.

Dans cette perspective, l'étude des crues de l'oued Barika est essentielle pour comprendre les dynamiques hydrologiques et proposer des solutions de protection efficaces. Ce travail vise à déterminer la crue de projet en utilisant des modèles hydrauliques avancés tels que HEC-RAS 1D et 2D. Ces outils permettent de simuler les écoulements et de définir les zones d'inondation à partir d'une analyse topographique et hydrologique précise. L'objectif est de fournir des recommandations concrètes pour réduire les risques et protéger les populations locales.

Pour atteindre cet objectif, une méthodologie rigoureuse a été adoptée et s'articule autour de plusieurs étapes. Le premier chapitre introduit les concepts fondamentaux d'aléa, de vulnérabilité et de risque, et présente un aperçu des inondations historiques en Algérie, avec un focus particulier sur la zone d'étude. Le second chapitre dresse une analyse des caractéristiques géographiques, géologiques, et climatiques de la région. Le troisième chapitre se concentre sur les paramètres physiologiques et hydrologiques du bassin versant de l'oued Barika, permettant de prévoir les débits de crues à l'aide du logiciel HYFRAN. Ensuite, une étude hydraulique

approfondie est réalisée pour modéliser les hauteurs d'eau correspondantes et générer une carte des zones inondables.

Enfin, les variantes d'aménagement sont évaluées afin de proposer les solutions les plus adaptées pour réduire les risques. Ce travail conclut par une analyse des coûts et des délais de réalisation des aménagements prévus. Ainsi, cette étude fournit une base solide pour une gestion durable et adaptée des risques d'inondation dans la région de Barika.

CHAPITRE I

Historique des crues et des inondations en Algérie

CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

Introduction

L'Algérie est régulièrement confrontée à des crues et des inondations dévastatrices, posant un obstacle significatif à son développement économique et social. Ces catastrophes naturelles, parmi les plus fréquentes et destructrices, causent d'importants dégâts humains et matériels. Plusieurs régions du pays sont particulièrement menacées par ces événements, souvent exacerbés par des facteurs anthropiques tels que l'occupation des rives des cours d'eau, l'urbanisation anarchique, et la défaillance des réseaux d'assainissement. Bien que parfois déclenchées par des conditions météorologiques exceptionnelles, ces inondations surviennent aussi suite à des pluies saisonnières ordinaires. Les risques d'inondations résultent d'une interaction complexe de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques, et sont aggravés par les actions humaines comme l'encombrement des oueds par des débris.

I.1. Aléa, enjeux et vulnérabilité

I.1.1. Aléa

L'aléa se réfère à un phénomène physique naturel, imprévisible et non contrôlable, dont la fréquence et l'intensité sont aléatoires (comme les pluies, les typhons, les inondations). En ce qui concerne les inondations, l'aléa décrit le phénomène physique à l'origine du sinistre, caractérisé par divers paramètres hydrauliques qui déterminent la capacité destructrice de l'inondation. Il est aussi défini par sa probabilité d'apparition, connue sous le nom de période de retour. Selon Hubert et Ledoux (1999), l'aléa "caractérise la submersion indépendamment de l'occupation des sols".

Les paramètres tels que la période de retour des crues (fréquentes, moyennes, exceptionnelles et maximales vraisemblables), la hauteur et la durée des crues, la vitesse d'écoulement, et le volume de matière transportée sont essentiels pour qualifier l'aléa. L'exposition désigne la susceptibilité d'une population ou d'une infrastructure à subir des dommages potentiels en lien avec un aléa. Les populations, bâtiments, infrastructures ou activités exposés représentent des enjeux.

I.1.2. Enjeux

Les enjeux incluent l'ensemble des personnes, des biens, des activités, ainsi que les éléments du patrimoine culturel ou environnemental, menacés par un aléa ou susceptibles d'être affectés par des inondations.

I.1.3. Vulnérabilité

La vulnérabilité désigne la sensibilité des populations et des activités situées dans une zone exposée à un aléa. Elle exprime et mesure le niveau des conséquences prévisibles de cet aléa sur les enjeux, tels que les dommages matériels ou l'arrêt d'un service.

I.1.4. Risque

Le risque naturel peut être défini comme la rencontre entre un aléa naturel (phénomène dangereux) et des enjeux humains, économiques ou environnementaux vulnérables. Le risque est donc le produit de l'aléa et des enjeux vulnérables. Plus l'aléa est intense et fréquent, et plus les enjeux sont vulnérables, plus le risque est élevé.

On parle de risque majeur lorsque les dommages potentiels sont importants, en vies humaines et en coûts économiques. La gestion des risques naturels vise à réduire la vulnérabilité des territoires pour limiter les conséquences des aléas.



Figure I. 1: Combinaisons d'un risque. (https://eprcf33.fr)

I.1.5. Le risque d'inondation

L'inondation est l'un des principaux risques naturels, se manifestant par une submersion plus ou moins rapide d'une zone habituellement hors d'eau, qui peut être habitée, avec des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement variables. Elle survient lors du débordement des eaux pendant une crue, qui correspond à une augmentation du débit d'un cours d'eau, dépassant plusieurs fois son débit moyen et entraînant une élévation du niveau. Le risque d'inondation résulte de l'interaction de deux facteurs : l'aléa, représentant la probabilité d'occurrence et l'intensité de l'inondation, et la vulnérabilité, définie par les conséquences prévisibles de la

crue sur les personnes et leurs biens. L'intensité de l'inondation dépend principalement de la hauteur et de la durée de submersion ainsi que de la vitesse du courant à un endroit donné.

Le risque d'inondation peut être défini comme « la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités » (MEDD, 2004a, p.3). L'importance des enjeux est toujours proportionnelle au niveau du risque d'inondation. Dans une plaine deltaïque, l'augmentation de la vulnérabilité au risque d'inondation peut être due à la multiplication des enjeux situés en zone inondable. Les facteurs aggravants incluent :

- L'urbanisation incontrôlée ;
- La construction d'habitats inadaptés en zone inondable ;
- La destruction des zones humides telles que les mangroves ;
- Les modifications de l'occupation du sol, remplaçant des usages agricoles adaptés (comme les terres cultivées en rizière) par des usages plus vulnérables ;
- La construction de bâtiments et d'infrastructures, entraînant l'artificialisation des sols.

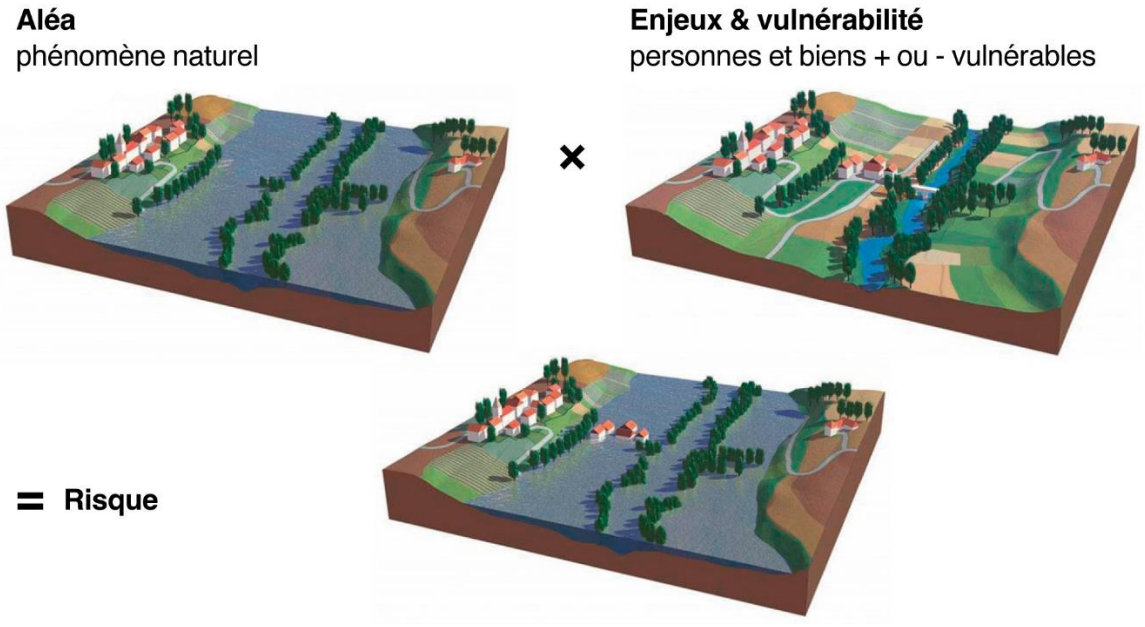


Figure I. 2: Les risques d'inondation. (www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr)

L'augmentation des surfaces imperméabilisées (macadam, béton, etc.) et la réduction du couvert végétal sont des causes reconnues d'aggravation des inondations. Ces modifications réduisent la capacité d'infiltration des eaux dans le bassin versant, entraînant une augmentation

du ruissellement. Cela se traduit par un débit de pointe plus élevé et une réduction du temps de concentration, amplifiant ainsi les probabilités d'endommagement pour les enjeux exposés à l'aléa inondation.

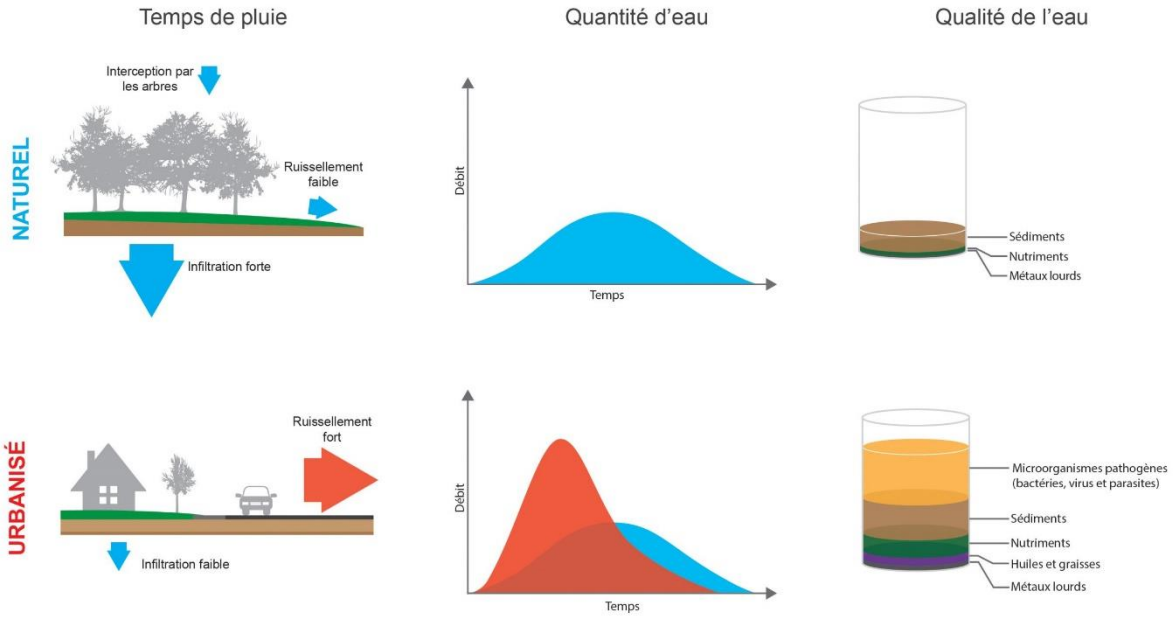


Figure I. 3: Illustration de l'augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation. (https://agiro.org)

I.1.6. Gestion des risques

La gestion des risques est définie par l'Organisation internationale de normalisation, comme l'ensemble des "activités coordonnées visant à diriger et piloter un organisme vis-à-vis du risque" ou "l'application systématique de politiques de gestion, des procédures et des pratiques aux tâches d'analyse, d'évaluation et de contrôle des risques" Elle se divise en deux phases principales :

- **L'analyse des risques**, qui implique la définition de l'aléa, des enjeux et de la vulnérabilité.
- **L'évaluation des risques**, une étape cruciale dans la démarche de prévention, incluant l'identification, l'analyse et le classement des risques, ainsi que la synthèse et la proposition de solutions prenant en compte des facteurs socio-économiques et environnementaux.

Ensuite, vient la phase de réduction et de contrôle des risques, qui comprend la prise de décisions, la mise en place et le suivi des mesures de gestion des risques.

I.2. Les inondations

Une inondation survient lorsque des eaux douces (telles que des fortes pluies ou des débordements de rivières) ou salées (comme une submersion marine ou un tsunami) submergent temporairement une zone généralement sèche. Ce phénomène peut se présenter de manière régulière ou catastrophique, et sa vitesse d'évolution dépend largement des caractéristiques topographiques et météorologiques de la région concernée.

Les inondations résultent de divers facteurs, les crues étant les plus courantes. Elles se distinguent par leur extension spatiale, pouvant affecter de vastes zones géographiques, et par leur caractère cyclique, résultant de l'alternance entre les périodes de hautes et de basses eaux des cours d'eau. Ainsi, la gestion de ce risque suit également un cycle, comprenant trois phases principales : la prévention, la réponse pendant l'événement, et les actions post-inondation.

I.3. La crue

Une crue, terme principalement utilisé en hydrologie, se définit comme une augmentation plus ou moins brusque du débit ou un dépassement d'une certaine hauteur d'un cours d'eau, qu'il soit permanent ou temporaire, généralement causée par des précipitations ou d'autres facteurs comme la fonte des neiges. La hauteur d'eau résultante peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour ; par exemple, une crue décennale désigne une hauteur d'eau ou un débit ayant une chance sur dix de se produire chaque année.

Elle se caractérise par quatre paramètres principaux :

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

Une crue se caractérise par son hydrogramme, un graphique représentant les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de cet hydrogramme qui est appelée « crue », tandis que la partie descendante est désignée par « décrue ».

I.3.1. 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.

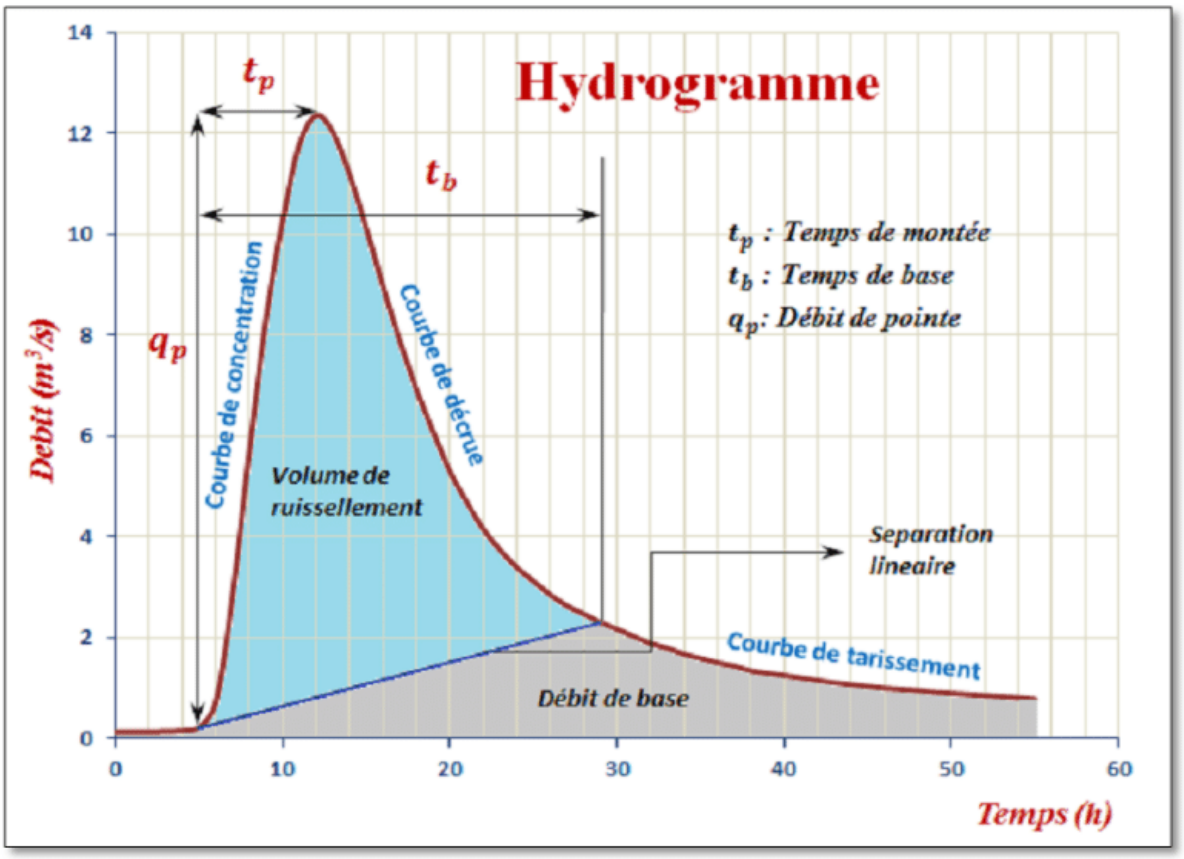


Figure I. 4: Eléments descriptif d'une crue.
Source : Composantes-de-lhydrogramme-de-crue.ppm (812×578)

I.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.

L'occurrence d'une crue est conditionnée par de nombreux facteurs autres que les quatre mentionnés précédemment, tels que la répartition spatiale et temporelle des précipitations par

rapport au bassin versant, l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes, l'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement, etc. Les dommages causés par les inondations varient en fonction des facteurs suivants :

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

I.5. Mécanisme des inondations

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.6. Paramètres fondamentaux du cours d'eau

I.6.1. Lits du cours d'eau

Les eaux qu'il transporte influencent le lit d'une rivière, ce qui suggère que ses dimensions sont liées aux régimes hydrologiques.

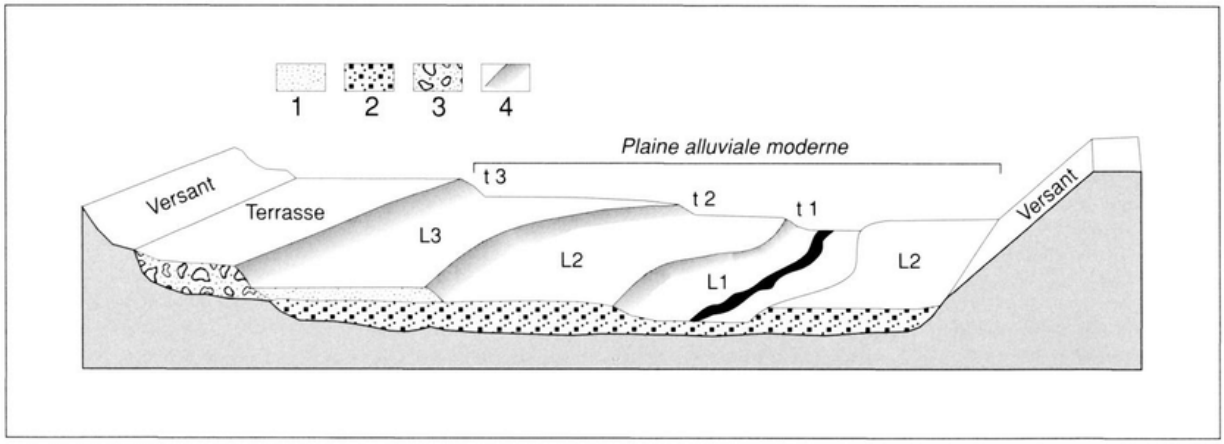


Figure I. 5: Relations topographiques entre les différents lits d'une rivière.
Source : Relations-topographiques-entre-les-differents-lits-dapres-Masson-et-al-1996-1.ppm (850×320)

1: limons de crues; **2:** alluvions sablo-graveleuses de plaine alluviale fonctionnelle; **3:** alluvions sablo- graveleuses de terrasse alluviale; **4:** talus. **L1:** lit mineur; **L2**: lit moyen; **L3:** lit majeur;

A. Lit mineur

Il se compose du lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues régulières (crues annuelles).

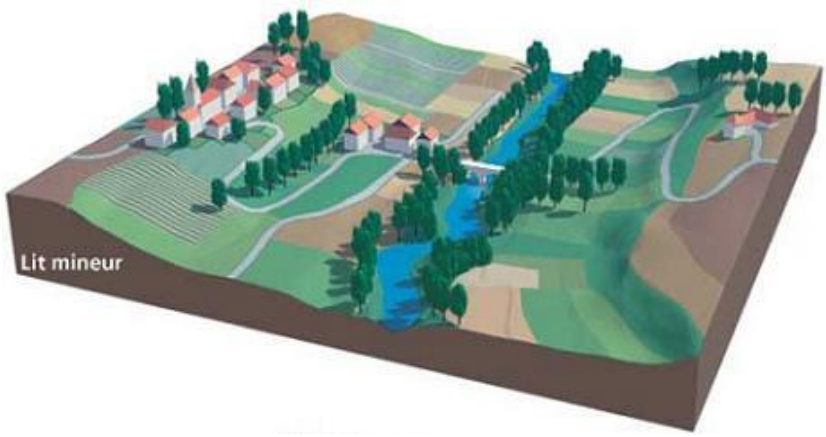


Figure I. 6: Lit mineur d'un cours d'eau (Glossaire - lit majeur / lit mineur)

B. Lit moyen

Il fait référence à l'espace fluvial habituellement occupé par la ripisylve, qui est une végétation naturelle présente sur la rive. Il est possible qu'elle soit une véritable forêt alluviale qui s'étend sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur.



Figure I. 7: Lit moyen d'un cours d'eau (Glossaire - lit majeur / lit mineur)

C. Lit majeur

Inclut les basses zones de part et d'autre du lit mineur sur une distance allant de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Elle est limitée par les crues extraordinaires.



Figure I. 8: Lit majeur d'un cours d'eau (Glossaire - lit majeur / lit mineur)

Le lit majeur est un élément essentiel de la rivière ; en s'y installant, on s'installe donc dans la rivière elle-même. Il est possible de diviser cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation en deux zones distinctes :

- Une zone d'écoulement, située à proximité du lit mineur.
- Une zone où les eaux sont stockées à une vitesse limitée.

I.6.2. Rive, berge

Le talus incliné qui sépare le lit mineur du lit majeur est appelé la berge. Alors que la rive représente la frontière entre les milieux aquatiques et terrestres. Au sommet de la berge,

elle commence et forme une partie plate plus ou moins longue qui subit l'influence de l'environnement aquatique.

I.6.3. Ripisylve

Il s'agit de l'habitat naturel sur la rive. Il est possible qu'elle soit une véritable forêt alluviale qui s'étend sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. La Ripisylve peut avoir un impact significatif sur les crues lorsqu'elle joue un rôle important de la chambre principale.

I.6.4. Alluvions et substratum

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes…).

I.7. Types d'inondation

Différents types d'inondation peuvent être identifiés, et cela selon l'événement initial de la catastrophe. Les inondations de plaine peuvent se produire par remontée de nappe, par crues torrentielles, par ruissellement en milieu urbain ou rural, par rupture d'une digue et par inondations causées par la rupture d'une digue marines.

Dans les quatre premiers cas, la principale cause est la pluie et les inondations se produiront à partir des fleuves et des rivières. Ainsi, la classification consiste à différencier les inondations causées par des crues à cinématique lente (inondations de plaine, remontée de nappe) de celles causées par des crues à cinématique rapide (crues torrentielles, ruissellement).

I.7.1. Inondations de plaine :

Les crues de plaine sont le résultat d'une série de pluies océaniques prolongées mais d'intensité modérée, qui se déversent sur des sols où le ruissellement est long à se produire, sur des bassins versants moyens à grands (plus de 500 km2). Le fleuve s'écoule doucement de son cours.

Le lit ordinaire est utilisé pour occuper son lit principal et submerger la plaine pendant une longue période. Les terrains mal drainés sont particulièrement touchés par ces phénomènes. Son rythme lent se prolonge pendant plusieurs semaines. Les dommages que provoque ce type d'inondation sont imputables aux hauteurs et durées de submersion.

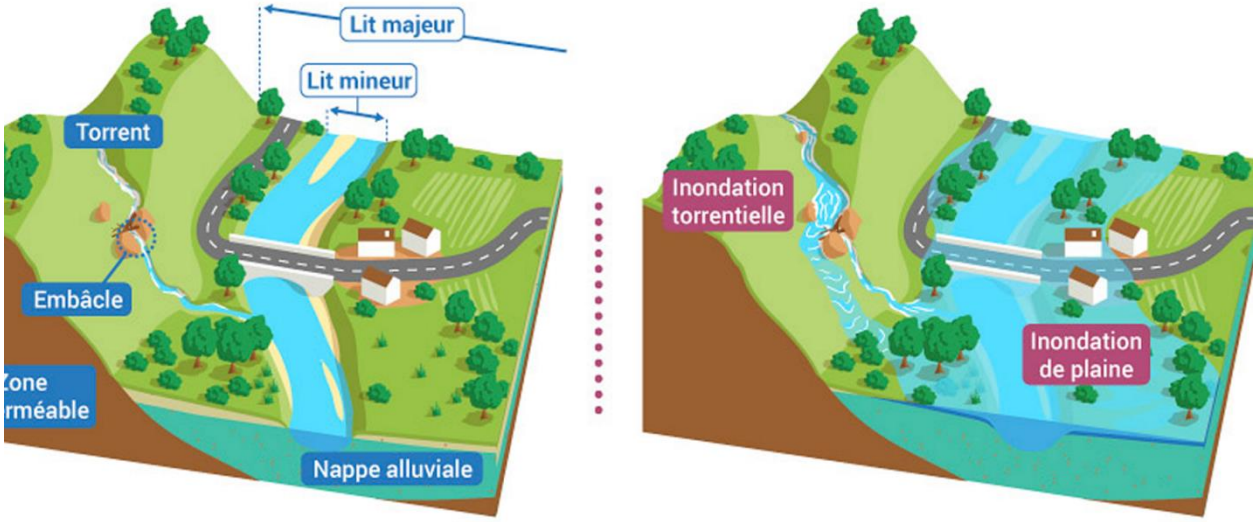


Figure I. 9: Inondation de Plaine.
(Les inondations et les submersions marines | Eaufrance)

I.7.2. Inondations par remontées des nappes phréatiques

Les inondations par débordement indirect sont des inondations qui se produisent lorsque la nappe phréatique affleure en surface et/ou lorsque l'eau pénètre dans les différents réseaux d'assainissement.

Les perturbations causées par ce genre d'inondation se manifestent par des éboulements sous les bâtiments, l'ennoyage des infrastructures souterraines, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics et des pressions sous les bâtiments.

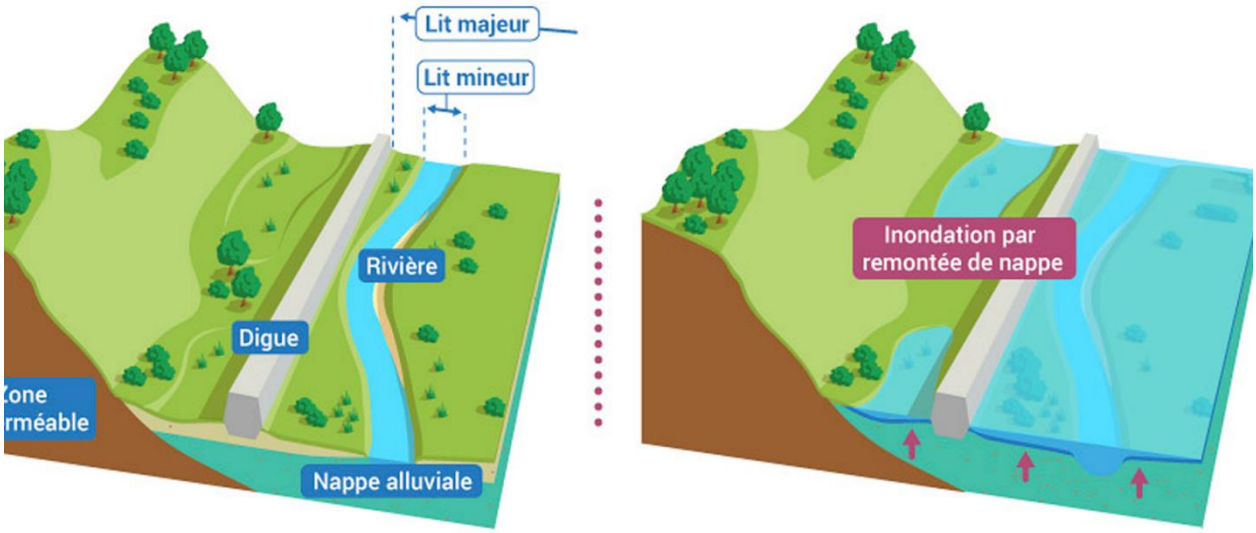


Figure I. 10: Inondation par remontées des nappes phréatiques.

(Les inondations et les submersions marines | Eaufrance)

I.7.3. Inondation par crues torrentielles

Les crues torrentielles se produisent de manière soudaine et violente suite à des épisodes de pluie intenses et localisés. Le terme "crues torrentielles" est utilisé lorsque la durée requise pour qu'une goutte d'eau atteigne le point "hydrologiquement" le plus éloigné est sous 12 heures (ou 24 heures selon certains écrivains). Cinq critères sont retenus par les experts pour déterminer la crue torrentielle : la vitesse de réponse du cours d'eau, sa pente, le nombre de Froude, le transport solide et les conséquences de ces crues.

La plupart de ces crues affectent les régions de montagne et les cours d'eau du périmètre méditerranéen, avec des vitesses d'écoulement élevées, même dans le lit principal. Les bassins versants susceptibles d'être touchés par ces phénomènes sont ceux qui ont une superficie réduite et une pente importante. Les crues torrentielles se distinguent par un transport solide très puissant et une modification profonde du lit lors de l'événement. Les dégâts causés par ces phénomènes sont principalement dus à la rapidité du courant, amplifiée par les matériaux que peuvent transporter les rivières qui provoquent de telles crues.

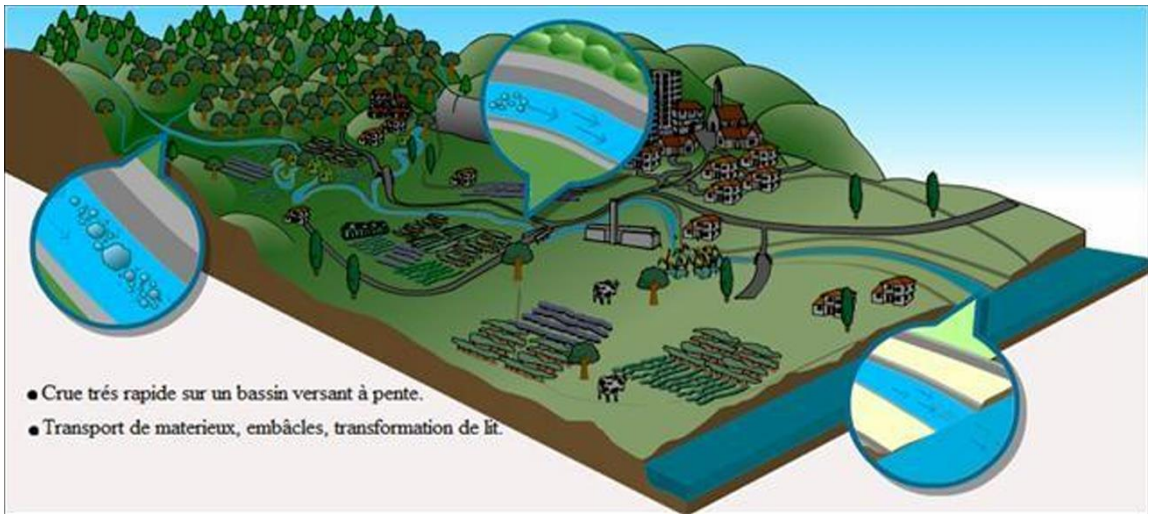


Figure I. 11 : Inondation par crues torrentielles. (www.noe.gard.fr).

I.7.4. Inondations par ruissellement

Les inondations par ruissellement présentent des caractéristiques physiques distinctes en fonction de leur localisation, qu'elle soit en milieu rural, périurbain ou urbain. Cependant, ces phénomènes se distinguent par leur imprévus et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficiles à contrôler pendant la crise. Ce sont des phénomènes très régionaux, qui suscitent l'intérêt des petits bassins versants.

Les inondations urbaines sont causées par le ruissellement pluvial lorsque les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus intenses. Ce phénomène naturel ne peut être empêché. Malheureusement, l'activité humaine contribue parfois à l'aggravation de ce phénomène.

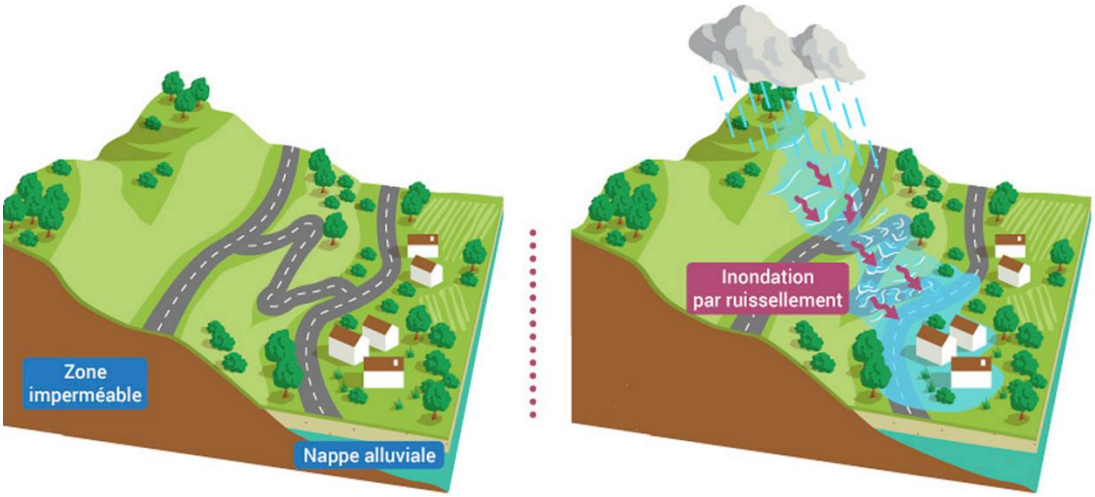


Figure I. 12 : crue par ruissellement. (Les inondations et les submersions marines | Eaufrance).

I.7.5. Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle

L'inondation survient brusquement dans les rivières endiguées, soit par débordement au-dessus de la digue, soit par rupture de la digue. L'impact peut être extrêmement violent et d'autant plus préjudiciable que le site est à proximité de la digue. La présence d'un ouvrage de protection conçu pour un niveau de crue spécifique peut donc augmenter le seuil de risque en cas de rupture ou de dépassement de celui-ci. Des zones généralement hors de l'eau peuvent être brusquement submergées.

Quand la crue atteint un niveau assez élevé, elle remplit puis fait déborder la réserve. Ainsi, l'ouvrage ne réduit plus les débits. Le fleuve remplit alors sa plaine alluviale comme s'il n'y avait pas de structures. Il arrive parfois que les végétaux, arbres et arbustes, arrachés aux berges et entraînés par le courant, se coincent et bloquent les ponts. Cela conduit à une inondation accentuée en amont. La libération de l'embâcle Il est possible d'entraîner une vague qui accroît le risque d'inondation à l'aval.

I.7.6. Inondations marines

Les inondations marines désignent des inondations temporaires causées par la mer dans des conditions météorologiques telles que des dépressions et des vents de mer. Ces conditions se manifestent par l'invasion par des eaux salées extrêmement agressives. Elles apparaissent soit à l'occasion d'une.

Il peut y avoir un raz de marée ou un tsunami (très rare, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (avec des vents et des précipitations intenses) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressifs).

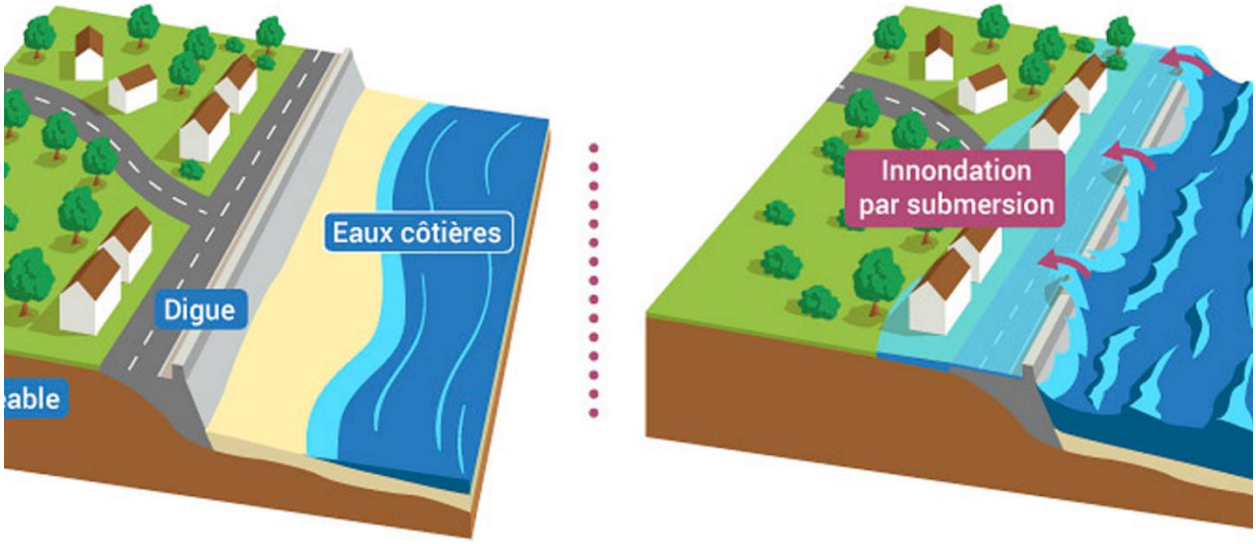


Figure I. 13: Inondations par submersion marine.
(Les inondations et les submersions marines | Eaufrance)

I.8. Les causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, parmi lesquels on peut citer :

- **Causes d'origine naturelle :** elles correspondent à des phénomènes météorologiques et climatiques tels que des pluies exceptionnelles, des orages violents, des pluies torrentielles, la fonte des neiges, etc.
- **Causes d'origine humaine directe :** elles consistent en 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, qui accélèrent le ruissellement et limitent l'infiltration.
- **Causes d'origine humaine indirecte :** elles sont liées à la pollution et au réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques mondiales. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers aux pôles Nord et Sud, entraînant la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la formation de cyclones d'intensité importante.

I.9. Conséquences engendrées par les inondations

Presque tous les pays du monde sont affectés par les inondations, avec des facteurs d'influence très variés. Les conséquences de l'aléa sur la société sont considérables, les dégâts qu'elle cause touchent différents domaines : la santé et la vie, le secteur socio-économique et l'environnement. Ces conséquences peuvent être résumé comme suit :

- **Secteur santé et vie** : Perte de vies humaines, Blessures et traumatismes, Maladies, Stress psychologique …
- **Secteur socio-économique :** Dommages matériels, Perte de revenus, Agriculture et élevage, Assurances et coûts de reconstruction, Déplacement des populations …
- **Secteur Environnemental :** érosion des sols, pollution de l'eau, destruction d'habitats, perte de biodiversité, déchets …

I.10. Les inondations en Algérie

Comme de nombreux autres pays du monde, l'Algérie est confrontée régulièrement à des phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de manière catastrophique, ce qui constitue une contrainte importante pour les activités et une entrave au développement.

L'économie et la société. Ces catastrophes naturelles menacent régulièrement plusieurs régions du pays, dont les conséquences sont souvent amplifiées par d'autres facteurs qui aggravent les conséquences des crues. Ces incidents dramatiques entraînent fréquemment des pertes humaines et matérielles importantes, mais ils ne sont pas toujours causés par des conditions météorologiques exceptionnelles et se produisent dans de nombreuses régions après des pluies saisonnières ordinaires.

I.10.1. Historique des inondations catastrophiques en Algérie

L'Algérie a connu plusieurs inondations graves au cours de son histoire, provoquant des pertes humaines et des dégâts matériels considérables. Voici un aperçu des inondations les plus dévastatrices dans l'histoire du pays :

I.10.1.1. Inondations de Bab El Oued (2001)

Date : 10 novembre 2001

Lieu : Bab El Oued, Alger

Impacts :

- **Victimes** : Environ 751 morts et des milliers de blessés.
- **Dégâts matériels :** Destruction de nombreux bâtiments, routes et infrastructures.
- **Cause :** De fortes pluies qui ont duré plusieurs heures, combinées à une mauvaise gestion des infrastructures de drainage, ont provoqué des crues soudaines.
- **Conséquences :** Ces inondations ont mis en lumière les lacunes dans les infrastructures urbaines et ont conduit à des réformes dans la gestion des risques de catastrophes.



Figure I. 14 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001
(10 novembre 2001 : Il y a 19 ans, Bab El Oued était inondé - Algerie360)

I.10.1.2. Inondations de Ghardaïa (2008)

Date : Octobre 2008

Lieu : Ghardaïa et ses environs, dans la vallée du M'zab

Impacts :

- **Victimes** : Au moins 43 morts et des milliers de personnes déplacées.
- **Dégâts matériels** : Destruction de maisons, de commerces, et de cultures agricoles.
- **Cause** : Des pluies torrentielles ont conduit à la crue des oueds, inondant rapidement les zones habitées.

- **Conséquences** : L'inondation a révélé la vulnérabilité des infrastructures locales face aux événements climatiques extrêmes.



Figure I. 15 : Inondation à Ghardaia Octobre 2008
(Dix ans après: Les images des inondations à Ghardaïa restent gravées dans les mémoires - Algerie360)

I.10.1.3. Inondations de Constantine (2015)

Date : Septembre 2015

Lieu : Constantine

Impacts :

- **Victimes** : Plusieurs morts et de nombreux blessés.
- **Dégâts matériels :** Dommages importants aux infrastructures, notamment aux ponts et aux routes.
- **Cause** : De fortes précipitations ont conduit à des inondations soudaines.
- **Conséquences** : Les inondations ont perturbé la vie quotidienne et mis en évidence la nécessité d'améliorer les systèmes de drainage.



Figure I. 16:. Inondations de Constantine (2015)
(Des inondations à Constantine font deux victimes - Algerie360)

I.10.1.4. Inondations d'Alger (1973)

Date : Octobre 1973

Lieu : Alger

Impacts :

- **Victimes** : Plus de 100 morts.
- **Dégâts matériels :** Destruction de nombreux bâtiments et infrastructures publiques.
- **Cause** : Des pluies intenses et des systèmes de drainage inadéquats.
- **Conséquences** : Ces inondations ont entraîné des réformes dans la gestion des eaux pluviales à Alger.

I.10.1.5. Inondations de Béjaïa (2012)

Date : Mars 2012

Lieu : Béjaïa et ses environs

Impacts :

- **Victimes** : Plusieurs morts et de nombreux blessés.

- **Dégâts matériels** : Destruction de maisons, de routes et d'infrastructures.
- **Cause** : De fortes pluies ont causé des crues soudaines.
- **Conséquences** : Les inondations ont mis en évidence la nécessité de renforcer les mesures de prévention et de gestion des inondations.



Figure I. 17: Inondations de Béjaïa (2012).
(Inondations à Béjaïa : Point sur la situation - Algerie360)

I.10.1.6. Inondations de Chlef (1984)

Date : Novembre 1984

Lieu : Chlef et ses environs

Impacts :

- **Victimes** : Plusieurs dizaines de morts.
- **Dégâts matériels** : Dévastation des infrastructures locales et des terres agricoles.
- **Cause** : Pluies torrentielles entraînant la crue des oueds.
- **Conséquences** : L'événement a montré la vulnérabilité de la région face aux inondations et a poussé à des améliorations dans les infrastructures de gestion des eaux.

I.11. L'historique des inondations dans la zone d'étude

L'Oued Barika, situé en Algérie, est un cours d'eau sujet à des crues et inondations qui ont marqué la région à plusieurs reprises. Voici un aperçu des principales inondations historiques de l'Oued Barika :

I.11.1. Inondation de 1969

Contexte : Cette année-là, des précipitations exceptionnellement élevées ont conduit à des crues soudaines de l'Oued Barika.

Impacts : Les inondations ont causé des dégâts importants aux infrastructures, aux habitations et aux terres agricoles. Plusieurs pertes en vies humaines ont été rapportées, et de nombreuses personnes ont été déplacées.

I.11.2. Inondation de 1984

Contexte : Des pluies torrentielles ont frappé la région, provoquant une montée rapide des eaux de l'Oued Barika.

Impacts : Les infrastructures locales, notamment les ponts et les routes, ont été gravement endommagées. Les terres agricoles ont été inondées, entraînant des pertes de récoltes significatives.

I.11.3. Inondation de 1995

Contexte : Une combinaison de fortes pluies et de fonte des neiges a provoqué une crue majeure de l'Oued Barika.

Impacts : Les inondations ont entraîné des évacuations massives et des dommages considérables aux habitations. L'économie locale a été gravement touchée, notamment le secteur agricole.

I.11.4. Inondation de 2006

Contexte : Une série de tempêtes a entraîné des précipitations continues et intenses, conduisant à une montée des eaux de l'Oued Barika.

Impacts : Des centaines de maisons ont été inondées, forçant les résidents à évacuer. Les infrastructures ont subi des dommages importants, et l'accès aux services de base a été perturbé.

I.11.5. Inondation de 2012

Contexte : Des pluies saisonnières exceptionnellement fortes ont causé des crues importantes de l'Oued Barika.

Impacts : Les dégâts matériels ont été importants, touchant les habitations, les routes et les ponts. De nombreuses familles ont été déplacées, et les efforts de reconstruction ont nécessité des ressources considérables.

I.11.6. Inondation de 2018

Contexte : Des conditions météorologiques extrêmes ont conduit à des pluies abondantes, provoquant une nouvelle crue de l'Oued Barika.

Impacts : Les inondations ont causé des perturbations majeures dans la vie quotidienne des résidents, avec des évacuations d'urgence et des destructions d'infrastructures critiques.

Conclusion

Une crue correspond à un niveau exceptionnel observé dans un cours d'eau, dont l'intensité varie à la fois dans l'espace et dans le temps. Elle a des effets moins importants en milieu naturel, alors qu'en milieu urbain, les dommages humains et matériels causés par les inondations sont imprévisibles.

Les crues et les inondations qui se produisent dans la ville de Barika sont catastrophiques et représentent une contrainte importante pour son développement économique et social. Cette question est extrêmement difficile à gérer. Pour protéger les agglomérations contre ce genre de catastrophe, il est essentiel de mobiliser différentes disciplines pour identifier les différents facteurs qui contribuent à leur formation et les solutions adéquates.

CHAPITRE II

Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons donner une vue d'ensemble du bassin versant de la zone d'étude, en fournissant des informations géographiques et physiographiques indispensables pour comprendre les mécanismes hydrologiques. En effet, les éléments lithologiques tels que l'altitude, la pente et la forme d'un bassin versant fournissent des données précieuses sur le type de réponse hydrologique du bassin.

II.1. Situation géographique

La ville de Barika concernée par l'étude de protection est située à environ 85 Km au Sud – Ouest du chef-lieu de la wilaya de Batna, à vol d'oiseau à l'est du chott El Honda.

Elle est limitée par :

- La commune DJEZZAR au nord.
- La commune BITAM au sud.
- La commune SEGGANA à l'Est.
- La commune ABDELKADER AZIL à l'Ouest.

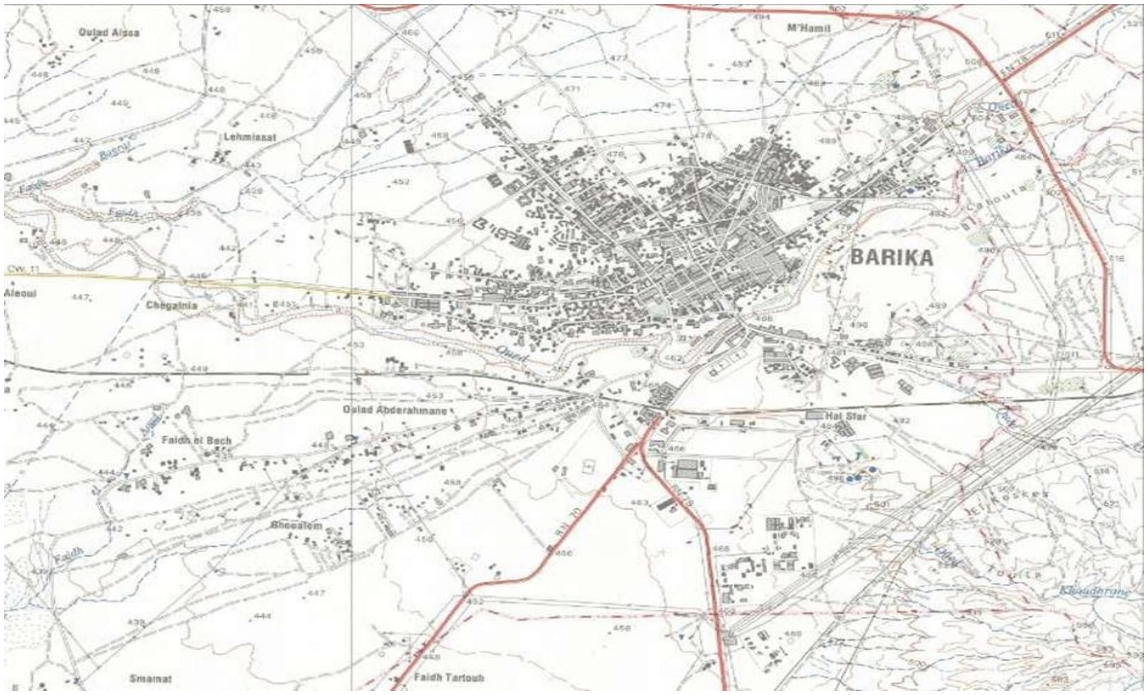


Figure II. 1. La zone d'étude.

II.1.1. Description du bassin versant de l'oued Barika

Le bassin versant de l'oued Barika au barrage Attouta appartient au grand bassin du Chott el Hodna (05) à 15 km environ de Batna, entouré par les villes de Barika, Ain El Azel et

Merouana. Ce bassin est délimité à l'ouest par les montagnes d'El Djezzar et Bou Chetit, à l'est par les montagnes de Bou Rhioul et Ech Cheffa, au nord par les montagnes de Bou Rhioul, Tafeliount et Fourhal, au sud par Es Sefar et l'oued Mazouz.

Le site Attouta se situe à environ 4 km en amont de Barika, localisé par les coordonnées Lambert suivantes : X =743, 90 Km ; Y = 236,00 Km.

L'oued Barika au site Attouta draine un bassin versant de 1903.44 km^2 de superficie et de 267.72 km de périmètre.

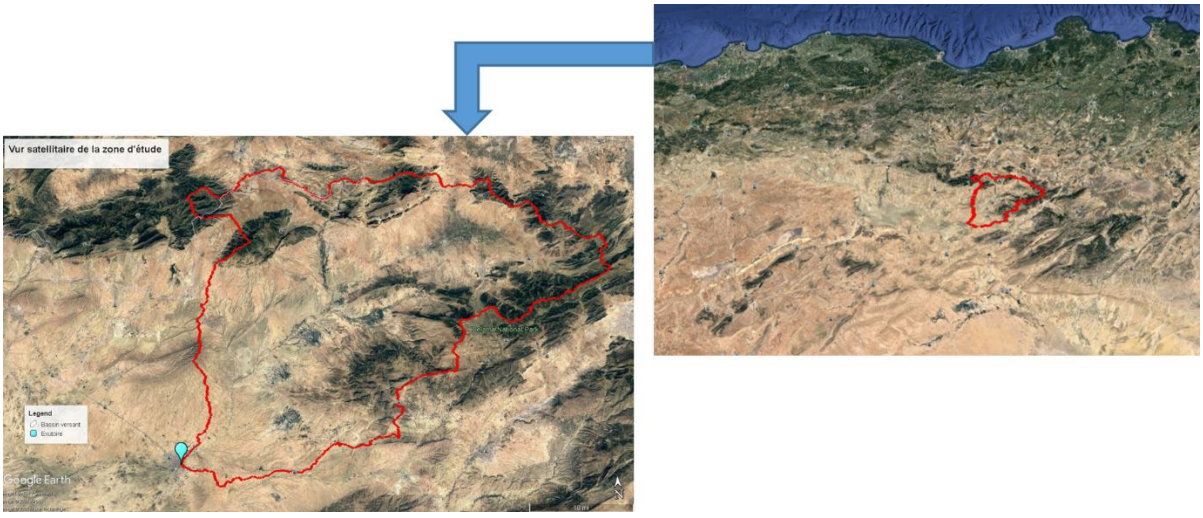


Figure II. 1. Vue satellitaire du bassin versant de l'oued Barika. (Source : Google earth).

II.2. Géologie

Les formations superficielles et profondes du sol jouent un rôle crucial dans le processus d'écoulement, car elles sont le lieu d'échange entre la surface et le débit à l'exutoire du bassin versant. La lithologie influence de manière significative le ruissellement, l'infiltration, l'érosion et le transport des sédiments. Les matériaux géologiques se distinguent entre formations meubles (comme les sables, argiles, marnes) et formations consolidées (grès, calcaires, dolomies). La nature des affleurements impacte l'hydrologie de surface et le type de dépôts alluvionnaires.

La compréhension de la géologie d'un bassin versant est essentielle pour évaluer l'influence des caractéristiques physiographiques sur l'écoulement. Le substratum géologique affecte à la fois l'écoulement souterrain et le ruissellement de surface, avec des éléments clés comme la lithologie et la structure tectonique. L'étude géologique permet notamment de déterminer la perméabilité du substratum, ce qui influence la rapidité et l'intensité des crues,

ainsi que le soutien des débits en période d'étiage. Un substratum imperméable entraîne des crues plus rapides et violentes, tandis qu'un substratum perméable retient l'eau plus longtemps, assurant un débit de base en période de sécheresse. Cette section présente un aperçu général de la géologie et de la lithologie de la région étudiée.

II.2.1. La géologie et la lithologie de la zone d'étude

La région de Barika, située dans le domaine alpin, se trouve à la frontière nord de l'Atlas saharien au sud et des Monts de Belezma à l'est. Ce territoire, marqué par une géologie complexe et une tectonique polyphasée, présente divers ensembles morphologiques. L'Atlas saharien, constitué de montagnes alignées, appartient au domaine atlasique et est composé de formations secondaires. Les Monts des Zibans (M'Doukal—Biskra), qui forment une zone charnière, sont géologiquement plus complexes et moins élevés. À l'est, les Monts de Belezma, appartenant également à l'Atlas saharien, correspondent à la terminaison des Monts de Batna et sont principalement composés de terrains crétacés.

La carte géologique de la région du Hodna nous a permis d'avoir un aperçu sur la nature des formations rencontrées qui sont essentiellement du secondaire et tertiaire. La zone est organisée autour de deux grandes structures géologiques :

- **Anticlinorium des monts :** Cette structure est caractérisée par des plis et des failles qui ont été formés par des mouvements tectoniques.
- **Synclinorium de la cuvette :** Cette structure est associée à des dépressions géologiques qui accueillent des sédiments et des aquifères.

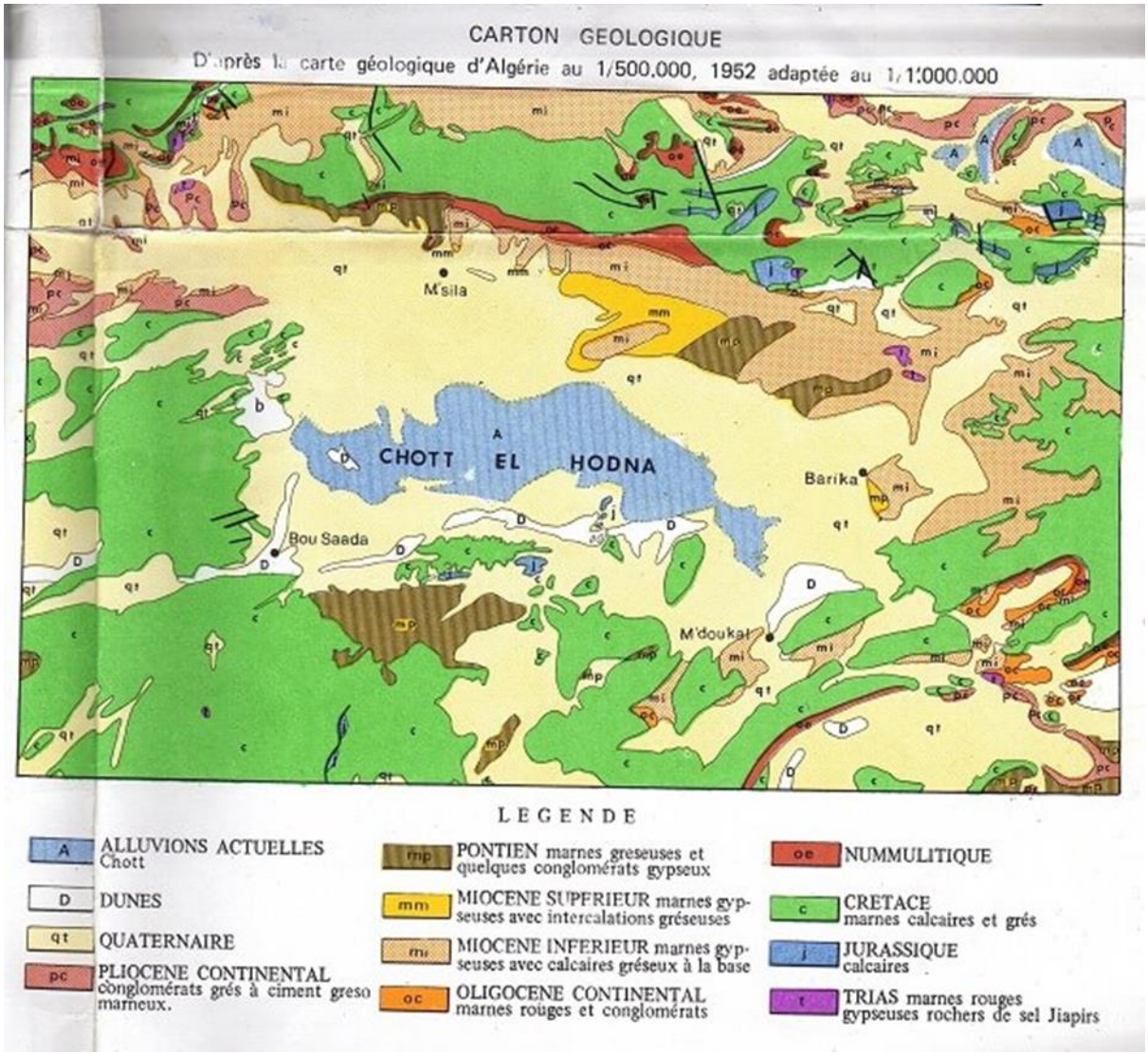


Figure II. 3. Géologie de la région du Hodna
Source : geologie-region-Hodna-1.jpg (602×552)

Ces structures appartiennent à deux styles tectoniques différents : le style tellien au nord et le style atlasique au sud. Entre ces deux styles, une zone de confusion pré-tellienne et pré-atlasique est observée, ce qui complique la compréhension de l'évolution géologique de la région.

De point de vue lithologique, on retrouve des marnes, marnes sableuses, sables, calcaires et argiles cailloutis des limons argileux bruns de la terrasse « Rharbienne », très épais en bordure de l'Oued Barika. Toutefois ces dépôts renferment en quantité non négligeable des lentilles et niveaux plus ou moins continus de sables et graviers. L'analyse des documents géologiques laisse relever que les dépôts superficiels quaternaire sont relativement épais et très étendus dans la région.

La litho stratigraphie de la zone de Barika comprend principalement des terrains crétacés, notamment des marnes, des calcaires et des calcaires dolomitiques. Les altitudes dans cette région varient considérablement, atteignant jusqu'à 1 500 mètres dans les zones est, tandis que les reliefs environnants sont moins élevés, avec des altitudes autour de 600 mètres dans les zones sud.

II.3. Sismicité de la région d'étude

L'Algérie a toujours été soumise à une activité sismique intense, entraînant souvent de lourdes pertes humaines et matérielles, impactant à la fois les individus et les collectivités territoriales. Ces séismes, comme ceux de Chlef en 1980 et de Boumerdès en 2003, continuent de peser sur les dépenses publiques et locales, retardant le développement des régions touchées pendant des décennies. Pour minimiser ces impacts, la construction doit respecter les Règles Parasismiques Algériennes (RPA), garantissant une protection adéquate des ouvrages. L'activité sismique en Algérie est principalement due à la nature géologique et aux caractéristiques tectoniques de la région, située à la frontière des plaques Africaine et Eurasienne, en mouvement compressif permanent. Bien que le risque sismique soit jugé acceptable, le RPA 1999 version 2003 prévoit deux types de séismes (majeur et modéré) et classe les ouvrages en trois groupes selon leur importance pour la vie économique et sociale.

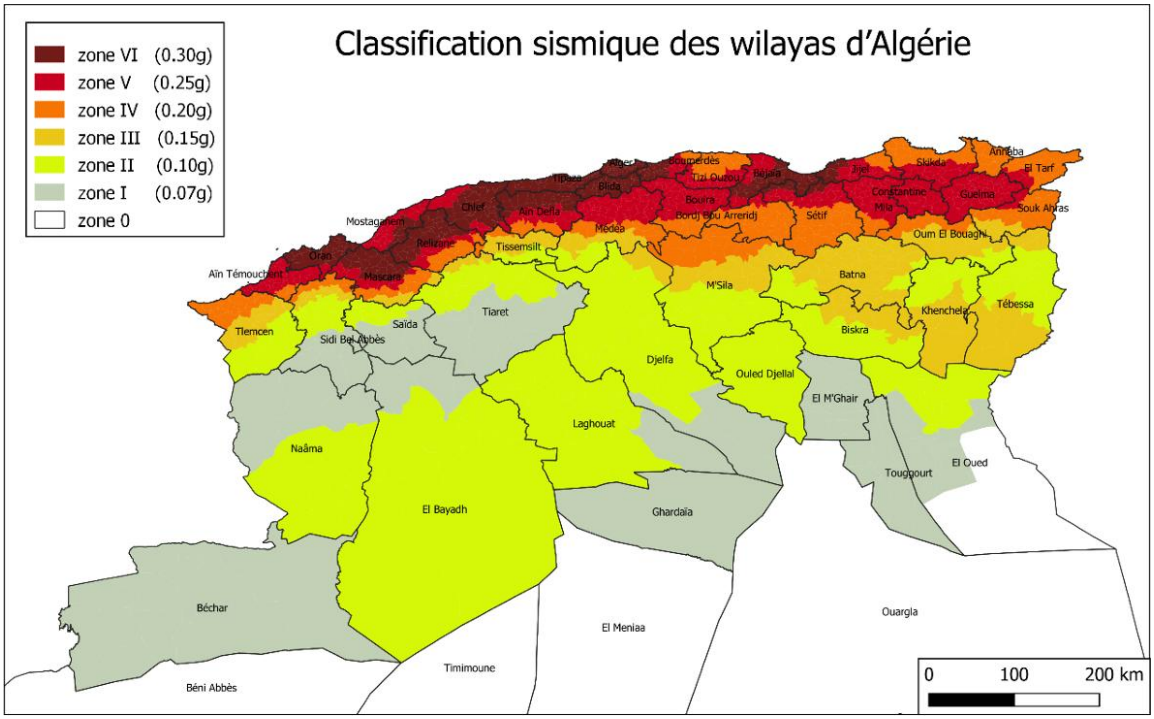


Figure II. 1. Carte de micro zonage sismique du territoire national.
Source : Règles parasismiques algériennes, RPA 99/Version 2024.

Notre région d'étude est classée « Zone III », qui correspond à une région de sismicité faible. Utilisant la légende, on peut aisément déduire le coefficient d'accélération séismique noté (α) dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage érecteur de crues. Selon le règlement parasismique algérien, le coefficient de dommage est de 10 % = 0,10.

II.4. La climatologie

La quantification des composantes climatiques reste une étape cruciale dans toute étude hydrologique ou d'évaluation des potentialités d'une région. Les facteurs climatiques, tels que les précipitations et leurs régimes spatio-temporels, les températures et leurs variations, ainsi que l'humidité de l'air et l'évaporation, sont en effet responsables des processus érosifs. Le climat de la zone d'étude ne peut être dissocié de celui du Hodna, C'est un climat méditerranéen qui comporte deux saisons: l'une humide et fraîche en hivers, attirée surtout par les anticyclones du front nord ; l'autre sèche et chaude en été.

II.4.1. Température

La température est un élément essentiel du climat, tout comme les autres facteurs, dans le processus d'évapotranspiration, l'établissement du bilan hydrique et la détermination des critères climatiques. Les températures mensuelles, minimales et maximales pour la période de 2010 à 2022 sont représentées dans le tableau ci-dessus.

Tableau II. 1. Répartitions mensuelles des températures.

Années	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC	Annuel
Tmoy(°C)	7.6	8.8	12.2	17.1	21.5	27.2	31.1	30.5	25.6	19.4	12.7	8.9	18.6
Tmax(°C)	8.95	12.25	13.76	18.5	23.53	30.93	32.65	33	27.81	21.87	14.4	12.16	19.82

Source : O.N.M Barika

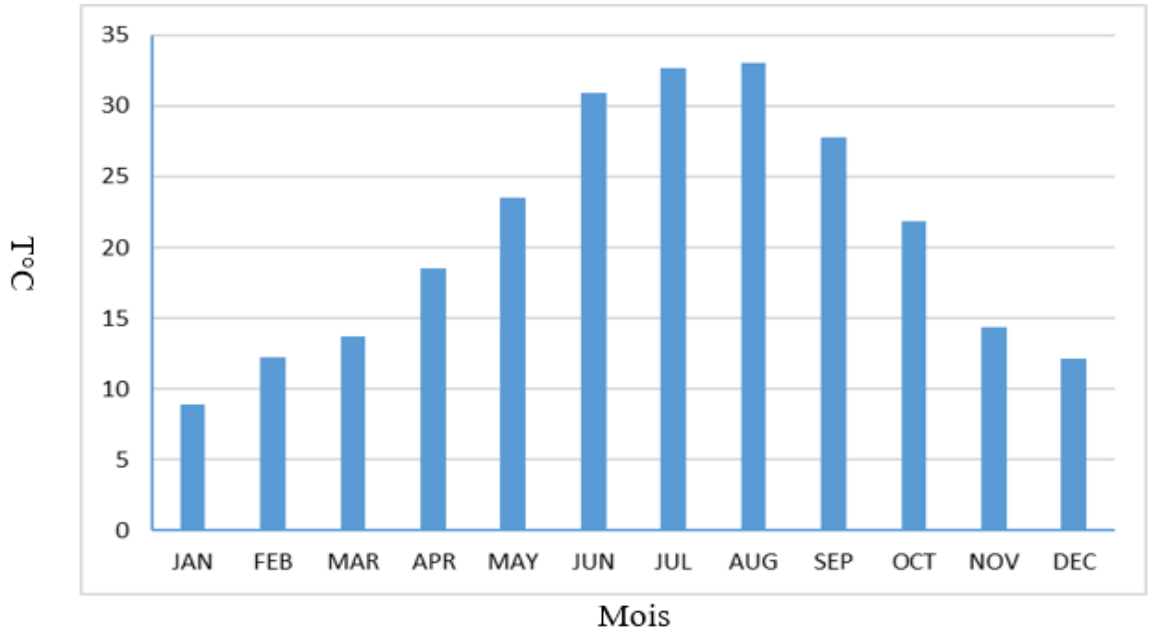


Figure II. 5. Distribution mensuelle de température moyenne

Interprétation :

D'après le tableau et le graphe précédents on constate que :

- Les températures moyennes annuelles de Barika égale à 18.6°C ;
- Les mois les plus chauds sont les mois d'été qui s'étendent de juin à septembre ou les températures moyennes dépassent les 25°C ;
- La saison froide s'étend de décembre à février ou les températures moyennes sont d'environ 8°C.

II.4.2. Vitesse de vent

Les vents les plus dominants sont ceux provenant du NORD – OUEST et du SUD–EST la zone connait le SIROCCO pendant les mois de JUILLET et AOUT avec une moyenne annuelle de 15 jours. Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau II. 2. Vitesses moyenne du vent –Région de BARIKA (2010-2022)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuelle
V (m/s)	2.70	2.87	3.14	3.02	3.12	3.05	2.97	2.76	2.72	2.52	2.70	2.38	2.83

Source : O.N.M Barika

II.4.3. L'humidité

L'humidité relative correspond au pourcentage de la masse d'eau présente dans l'air par rapport à celle que contient le même volume. La moyenne saisonnière est inférieure à 50 % au

printemps et à l'été où l'air est très sec, comme le montre le tableau. En revanche, lors des deux autres saisons, on constate que l'air est plutôt humide.

Tableau II. 3. Humidité relative moyenne en % (2010-2022).

Années	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
2010	69.36	65.89	54.8	55.71	48.22	41.19	30.19	33.91	45.27	51.87	65.84	63.2
2011	68.22	66.49	61.84	53.01	50.96	46.16	35.83	33.12	44.12	60.94	67.49	73.79
2012	70.26	67.62	55.99	55.28	41.72	32.89	26.91	25.24	40.61	49.54	67.17	70.47
2013	70.14	64.92	59.68	48.96	47.62	35.41	33.42	34.62	48.17	47.88	65.5	73.26
2014	69.56	63.76	61.71	44.34	43	38.41	29.29	30.46	41.88	44.77	57.92	75.38
2015	69.89	68.72	56.08	39.2	34.16	35.83	25.64	37.19	48.59	59.26	64.51	62.58
2016	65.1	60.98	52.99	48.51	41.09	35.72	29.93	32.64	44.66	48.98	61.99	75.82
2017	73.05	60.83	47.72	48.64	42.25	38.29	27.52	27.72	40.51	53.3	57.87	74.58
2018	67.3	66.56	59.48	49.26	51.07	37.43	24.98	42.26	41.7	58.66	64.97	69.35
2019	75.04	59.34	51.64	51.56	47.44	28.56	27	32.97	52.02	53.64	68.92	69.09
2020	66.88	51.3	61.81	59.71	42.83	37.67	31.88	27.96	51.6	46.64	62.88	73.1
2021	69.09	56.24	53.5	48.16	46	34.55	24.79	24.42	37.46	53.61	69.72	69.99
2022	62.88	58.39	61.51	50.28	42.88	24.02	27.07	29.35	39.21	48.56	57.19	63.14

II.4.4. L'évaporation

L'évaporation est une des composantes fondamentales du cycle hydrologique, son étude est essentielle afin d'établir un bilan hydro climatique d'un bassin versant. La répartition mensuelle de l'évaporation est évaluée en pourcentage de la valeur annuelle, elle est définie comme suit :

Tableau II. 4. Evaporation moyenne mensuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Total
E(mm)	142	82	42	28	33	28	34	58	79	115	112	195	1075
E (%)	13	7.6	4.5	2.6	3.1	2.6	3.14	5.4	7.3	14.3	10.8	18	100

Source : Barrage de l'ATTOUTA

Interprétation :

- On considère que la valeur moyenne annuelle de l'évaporation d'eau est de 1075 mm.
- Les pourcentages d'évaporation varient de 2.6 à 18% tout au long de l'année.
- Les mois avec le plus grand pourcentage d'évaporation sont les mois d'été, qui s'étendent de juin à septembre, avec des moyennes allant de 10.8 à 18%.
- Les mois avec le plus faible pourcentage d'évaporation sont les mois d'hiver, qui s'étendent de décembre à février, avec des moyennes allant de 2.6 à 3.1%.

II.4.5. Pluviométrie

D'après Legrain (2002), les précipitations sont définies comme : « formes variées sous lesquelles l'eau solide ou liquide contenue dans l'atmosphère se dépose a la surface du globe (pluie, brouillard, neige, grêle, rosée) ». Les pluies moyennes mensuelles sont definies dans le tableau si dessous :

Tableau II. 5. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station de N'GAOUES

Mois	Sept	octo	nov	Déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Aoû	Somme
%	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10,0	9,1	6,4	2,4	5,2	100,0
P(mm)	24,4	17,4	21,9	17,2	16,0	18,9	26,5	21,3	19,4	13,6	5,2	11,2	213,0

Source : A.N.R.H Alger

Interprétation :

- Une période humide qui s'étend sur 9 mois (de septembre à mai) ;
- Une période sèche durant les mois de juin, juillet et août.

Conclusion

L'oued Barika, situé dans le nord-est de l'Algérie, prend sa source à proximité de la ville de Barika et se déverse dans les plaines environnantes. Ce bassin versant se trouve dans une zone climatique aride douce, avec une pluviométrie annuelle moyenne de 213 mm.

Du point de vue tectonique, nous pouvons dire que le terrain est pratiquement stable et ne présente aucune anomalie tectonique, et le relief est pratiquement plat ce qui va faciliter la tâche pour la réalisation de nos ouvrages dans des conditions favorables.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une discipline scientifique qui concerne l'étude de la phase du cycle d'eau qui commence lorsque l'eau arrive sur la surface de la Terre. Elle comprend les pluies, les eaux de pluie et les eaux souterraines. Il s'agit d'une science différente, car elle rassemble plusieurs sciences fondamentales très variées et vise à résoudre les problèmes liés à la ressource en eau.

Ainsi, il est essentiel de réaliser une étude hydrologique afin de concevoir un ouvrage hydrotechnique. Le but de ce chapitre est de définir les principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir défini le bassin versant de « l'oued Barika » de la ville de Barika, en utilisant le logiciel ArcGIS. L'estimation des périodes de retour et la détermination des débits de crue sont indispensables pour la conception de l'aménagement de l'oued qui permettra de préserver la zone des inondations.

III.1. Bassin versant

Le bassin versant constitue l'élément essentiel pour évaluer le bilan hydrologique. La superficie parcourue par un cours d'eau et ses affluents est définie. La surface topographique est drainée par un cours d'eau qui prend généralement sa source dans une zone à reliefs. Les écoulements se rassemblent dans la partie la plus basse du cours d'eau, connue sous le nom d'exutoire.

III.1.1. Etude géomorphologique

III.1.1.1. Caractéristiques morphologiques

La morphologie d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, unité essentielle dans une étude hydrologique, est un facteur déterminant dans la détermination des diverses actions du régime hydrologique tel que :

- **Surface et périmètre**

L'aire d'un bassin versant est la portion de terrain délimitée par sa ligne de crête ou contour. Elle est mesurée à l'aide d'un planimètre ou par la méthode des petits carrés, et s'exprime généralement en kilomètres carrés (km^2). Le périmètre, quant à lui, représente la longueur de la ligne de contour du bassin, mesurée avec un curvimètre et exprimée en

kilomètres (km). Pour certaines analyses, le périmètre peut être stylisé en lissant les contours du bassin.

Le bassin de l'oued Barika s'étend sur une superficie de : **S=1903.44 km²**, délimitée par une ligne de partage des eaux, avec un périmètre évalué à : **P=267.72 km**, déterminé à l'aide du logiciel ArcGIS.

- **La longueur du thalweg principal**

La longueur du thalweg principal a pour valeur : **L_{cp}=82 km**

III.1.1.2. Caractéristiques géométriques

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

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

$$K_h = \frac{A}{L^2}$$

Avec :

K_h : Indice de compacité de Horton ;

S : Aire totale du bassin de drainage (km2) ;

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

Pour K_h<1 : bassin de forme allongée.

Pour K_h>1 : bassin de forme ramassée.

- **Indice de compacité de Gravélius**

Indice de compacité (Kc), appelé aussi indice de forme, qui n'est autre que le rapport entre le périmètre P en (km) du bassin et le périmètre d'un cercle de même superficie A (km2). Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Avec :

A : Superficie du bassin (Km²)

P : Périmètre du bassin (Km)

K_C : Indice de compacité de Gravélius.

Pour Kc=1 : bassin compact.

Pour 1<Kc<1.3 : bassin moins compact.

Pour Kc>1.3 : bassin allongé.

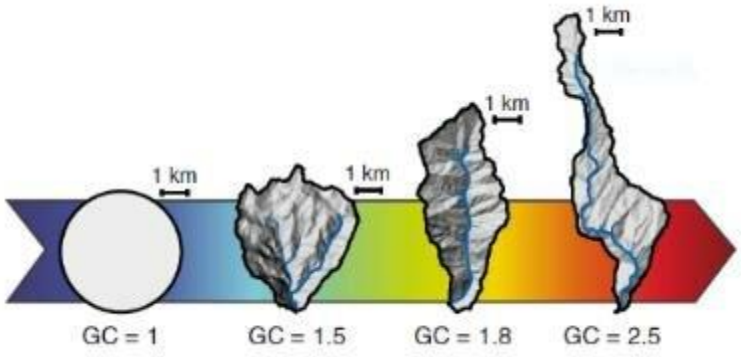


Figure III. 1: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc.
(www.researchgate.net).

Plus le coefficient de compacité (Kc) est élevé, plus le bassin versant est allongé. Cela signifie que le temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin atteigne l'exutoire sera plus long, réduisant ainsi la violence potentielle des crues. L'indice de compacité est donc proportionnel au temps de concentration (Tc). Dans notre cas, avec un Kc de **1,72** (supérieur à 1,3), le bassin versant présente une forme relativement allongée.

- **Rectangle équivalent :**

Le rectangle équivalent, également appelé rectangle de Gravelius, est une méthode qui assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même indice de compacité et la même hypsométrie que le bassin étudié. Cette approche permet de comparer différents bassins versants en termes d'écoulement, facilitant ainsi l'analyse de leurs caractéristiques hydrologiques.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad A=L*l.$$

La longueur L et la largeur l en km sont données par la résolution de P et S :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Des trois équations précédentes, on obtient une équation de 2éme degré admet deux solutions L et l :

$$L = \frac{K_c\sqrt{A}}{1{,}12}\left\{1+\sqrt{1-\left\{\frac{1{,}12}{K_c}\right\}^2}\right\} \quad \text{Et} \quad l = \frac{K_c\sqrt{A}}{1{,}12}\left\{1-\sqrt{1-\left\{\frac{1{,}12}{K_c}\right\}^2}\right\}$$

Avec :

« L » et « l » : la longueur la largeur du rectangle (km)

A: la surface du bassin versant (km2).

K_C : l'indice de compacité.

- **Coefficient d'allongement**

$$\mathrm{Ca} = \frac{{L_{cp}}^2}{\mathrm{S}}$$

Tel que :

Lcp : longueur du thalweg principal en Km.

S : surface du bassin versant en Km^2.

Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant de l'Oued BARIKA sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 1. Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant de l'Oued Barika

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Surface	S	Km^2	1903.44
Périmètre	P	Km	267.72
Indice de compacité de Gravilus	K_c	/	1.72
Longueur du thalweg principal	Lcp	Km	82
Coefficient d'allongement	C_a	/	3.53
Indice de compacité de Horton	Kh	/	0.283
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	117.85
Largeur du rectangle équivalent	l	Km	16.15

III.1.2. Etude du relief

Le relief joue un rôle essentiel dans la forme de l'hydrogramme de crue. Une pente importante entraîne un écoulement plus rapide, ce qui entraîne un temps de concentration plus court, ce qui entraîne une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est liée à la répartition altimétrique du terrain par une courbe dite « courbe hypsométrique ».

III.1.2.1. La courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique offre une vue synthétique de la pente et du relief d'un bassin versant. Elle représente la distribution de la surface du bassin en fonction de l'altitude. Cette courbe est essentielle pour l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, l'altitude est représentée en ordonnée, tandis que la surface, exprimée en pourcentage, est portée en abscisse. La courbe hypsométrique est tracée à partir des résultats des calculs de répartition du bassin par tranches d'altitudes, déterminées après l'évaluation des surfaces partielles. Elle illustre la fraction de la surface située entre deux courbes de niveau consécutives, offrant ainsi une sorte de profil du bassin et de sa pente moyenne. En tant qu'outil de comparaison, elle permet d'analyser et de comparer la topographie de différents bassins versants.

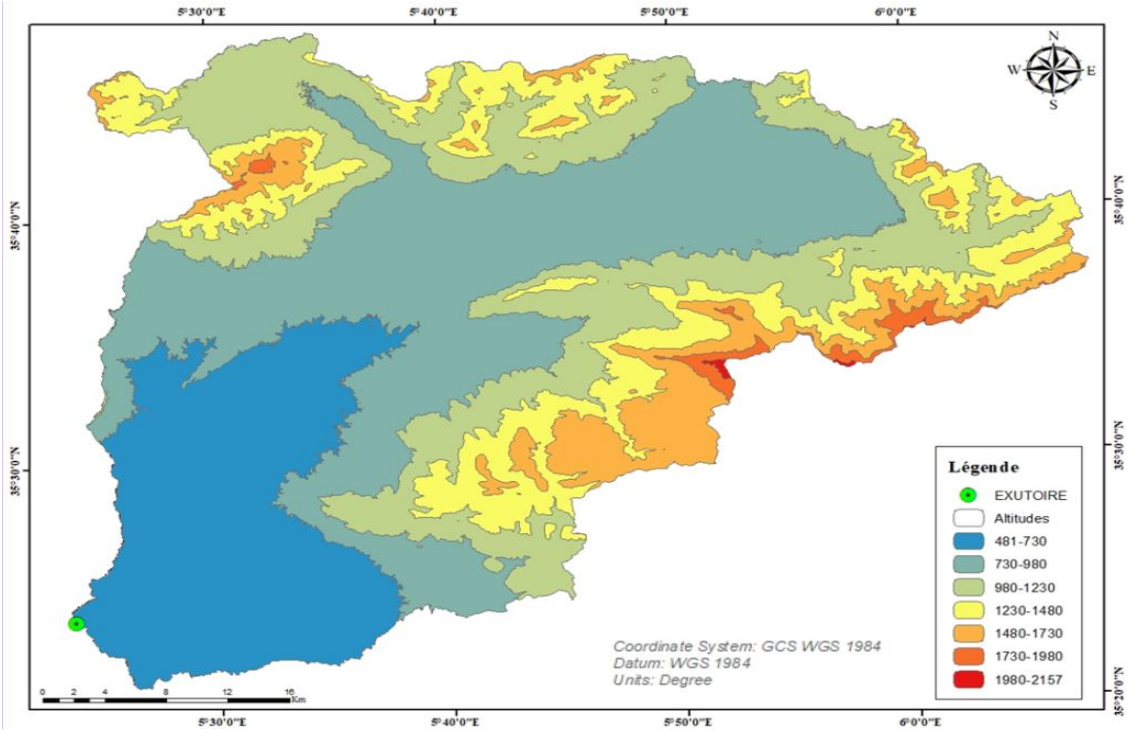


Figure III. 1. Carte hypsométrique du bassin versant de l'oued BARIKA.

La répartition des surfaces élémentaires et leur cumule en fonction des altitudes ont été obtenus à l'aide du logiciel ArcGIS. Les résultats sont présentés dans le tableau III.2.

Tableau III. 2. Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued BARIKA

Altitudes (m)	Hi (m)	Surfaces partielles (Km^2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (Km2)	Surfaces cumulées (%)	Pourcentages descendant (%)
481-730	605.5	385.55	20.26	385.55	20.26	100.00
730-980	855	627.92	32.99	1013.47	53.24	79.74
980-1230	1105	446.84	23.48	1460.31	76.72	46.76
1230-1480	1355	270.53	14.21	1730.84	90.93	23.28
1480-1730	1605	150.84	7.92	1881.69	98.86	9.07
1730-1980	1855	20.18	1.06	1901.87	99.92	1.14
1980-2157	2068.5	1.57	0.08	1903.44	100.00	0.08

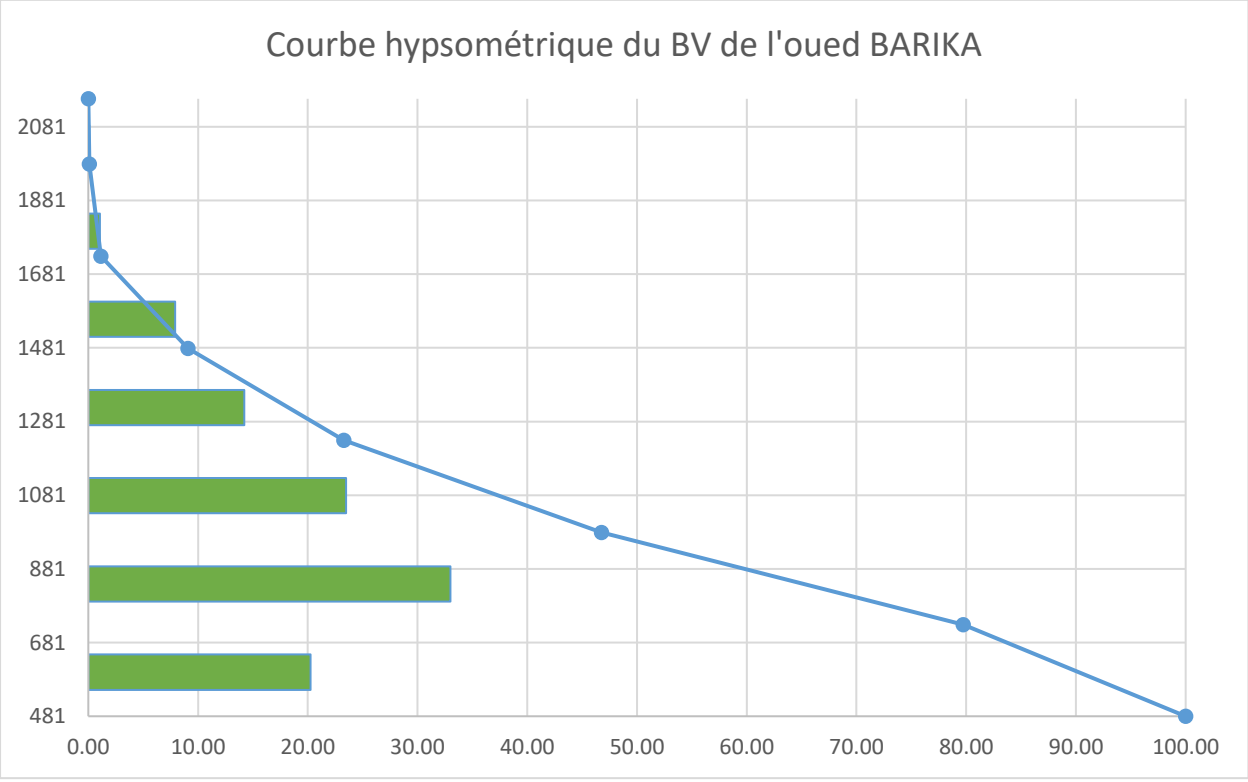


Figure III. 3. Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued BARIKA

Les principales caractéristiques altimétriques correspondent à :

- **L'altitude maximale et minimale ($H_{max} - H_{min}$) :**

Ces données sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale correspond au point le plus élevé du bassin versant, tandis que l'altitude minimale

représente le point le plus bas, généralement situé à l'exutoire. Ces altitudes sont particulièrement importantes lors de l'élaboration de certaines relations impliquant des variables climatologiques, telles que la température et les précipitations.

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

C'est le rapport entre la somme des surfaces élémentaires par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant (A).

$$H_{moy} = \sum \frac{a_i \times h_i}{A}$$

Avec :

- h_i **:** Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).
- a_i **:** Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (Km^2).
- **A :** Surface totale du bassin versant en (Km^2).
  - **L'altitude médiane « H5% » :** C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
  - **L'altitude médiane « H50% » :** C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
  - **L'altitude médiane « H95% » :** C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 3. Caractéristiques altimétriques du bassin versant.

Altitudes	**H_{min}**	**H_{moy}**	**H_{max}**	**H5%**	**H50%**	**H95%**
BV Barika	481 m	1005 m	2157 m	1608 m	955 m	542 m

III.1.2.2. Les indices de pente

Ces indices ont pour but de caractériser les pentes d'un bassin versant, permettant ainsi des comparaisons et des classifications entre différents bassins. Ils sont également utilisés pour estimer les vitesses d'écoulement des eaux de surface.

1. La pente du bassin versant (pente de l'oued) :

$$I_{BV} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{Talwegs}}$$

Avec :

$L_{Talwegs}$: Longueur de talwegs (km)

H_{max} et H_{min} : Hauteur maximale et minimale (m).

2. La pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H\ (0.5L_1 + L_2 + \cdots\cdots\cdots + 0.5L_n)}{S_{BV}}$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).

L_1, L_2 ……, L_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S_{BV} : Superficie du bassin versant (Km2).

Tableau III. 1. Pente moyenne du bassin versant de l'oued BARIKA

Courbe	Longueur (Km)	ΔH (m)	S_{BV} (Km)	I_m (m/Km)
600	128.80	150	1903.44	162
750	172.70			
900	310.54			
1050	322.57			
1200	393.85			
1350	347.71			
1500	265.62			
1650	132.10			
1800	38.77			
1950	12.90			
2100	1.96			

3. Indice de pente moyenne

La pente moyenne d'un cours d'eau détermine la vitesse à laquelle l'eau atteint l'exutoire du bassin, influençant ainsi le temps de concentration et le débit observé. Une pente abrupte accélère l'écoulement de surface, tandis qu'une pente douce permet une infiltration partielle ou totale de l'eau dans le sol. Le calcul des pentes moyennes et partielles s'effectue en divisant la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil longitudinal par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_{pm} = (H_{max} - H_{min}) / L_r$$

Avec :

H_{min} et H_{max} : Altitude minimale et maximale (m).

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km).

4. Indice de pente globale (I_g)

L'indice de Roche étant trop long à évaluer pour des études rapides, un indice plus simple a été proposé : l'indice de pente globale. Cet indice représente la pente moyenne de 90 % de la superficie du bassin et est obtenu à partir de la courbe hypsométrique en prenant la dénivelée (D) entre les altitudes H5% et H95%.

$$I_g = D/Lr = (H5\% - H95\%) / L_r$$

Avec :

H5% : Altitude de fréquence correspondante au 5% de la surface total (m).

H95% : Altitude de fréquence correspondante au 95% de la surface total (m).

L_r : Longueur du rectangle équivalant (km).

Tableau III. 5. Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

	Relief	**Indice de pente global**
1	Très faible	Ig<0.002
2	Faible	0.002<Ig<0.005
3	Assez faible	0.005<Ig<0.01
4	Modéré	0.01<Ig<0.02
5	Assez fort	0.02<Ig<0.05
6	Fort	0.05<Ig<0.1
7	Trés fort	Ig>0.1

5. La dénivelée spécifique Ds

L'indice « Ig » diminue pour un même bassin lorsque la surface augmente, ce qui rend difficile la comparaison entre des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique « Ds » permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M., qui définit les différents types de relief des bassins versants, indépendamment de leur superficie. Elle offre une vue d'ensemble du relief du bassin et se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$Ds = Ig * A^{1/2}$$

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

Classes	Type du relief	Intervalle de la Ds
R1	Très faible	Ds<10
R2	Faible	10<Ds<25
R3	Assez faible	25Ds<50
R4	Modéré	50<Ds<100
R5	Assez fort	100<Ds<250
R6	Fort	250<Ds<500
R7	Trés fort	Ds>500

L'O.R.S.T.O.M. (Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer) était un organisme français fondé en 1943 pour mener des recherches scientifiques dans les territoires d'outre-mer, couvrant des domaines comme l'agronomie et l'hydrologie. En 1998, il est devenu l'IRD (Institut de Recherche pour le Développement), poursuivant ses missions de recherche sur le développement durable dans les pays du Sud.

Tableau III. 7. Résultats de calcul des paramétres de relief

Paramétre	Symbole	Unité	Valeur
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/Km	20.45
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/Km	162
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/Km	14.23
Indice de pente globale	I_g	m/Km	9.05
La dénivelée spécifique	Ds	m	394.84
Type du relief	/	/	Fort

III.2. Etude du réseau hydrographique

III.2.1. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le cours d'eau principal d'un fleuve est alimenté par des affluents majeurs, qui à leur tour sont nourris par des affluents de second ordre, et ainsi de suite, jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau en amont du bassin, formant le chevelu hydrographique des bassins versants. La description d'un réseau hydrographique requiert l'analyse de plusieurs paramètres.

- **Hiérarchisation du réseau :**

La ramification d'un cours d'eau se fait en attribuant un système de numérotation à chaque tronçon selon son importance, basé sur la classification de Schumm-Strahler (1957) :

- Un cours d'eau sans affluent est d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n+1.

- Lorsqu'un cours d'eau résulte de la confluence de deux cours d'eau d'ordres différents, il prend l'ordre du plus élevé des deux.

Le bassin versant prend l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, correspondant à celui du cours d'eau principal à l'exutoire.

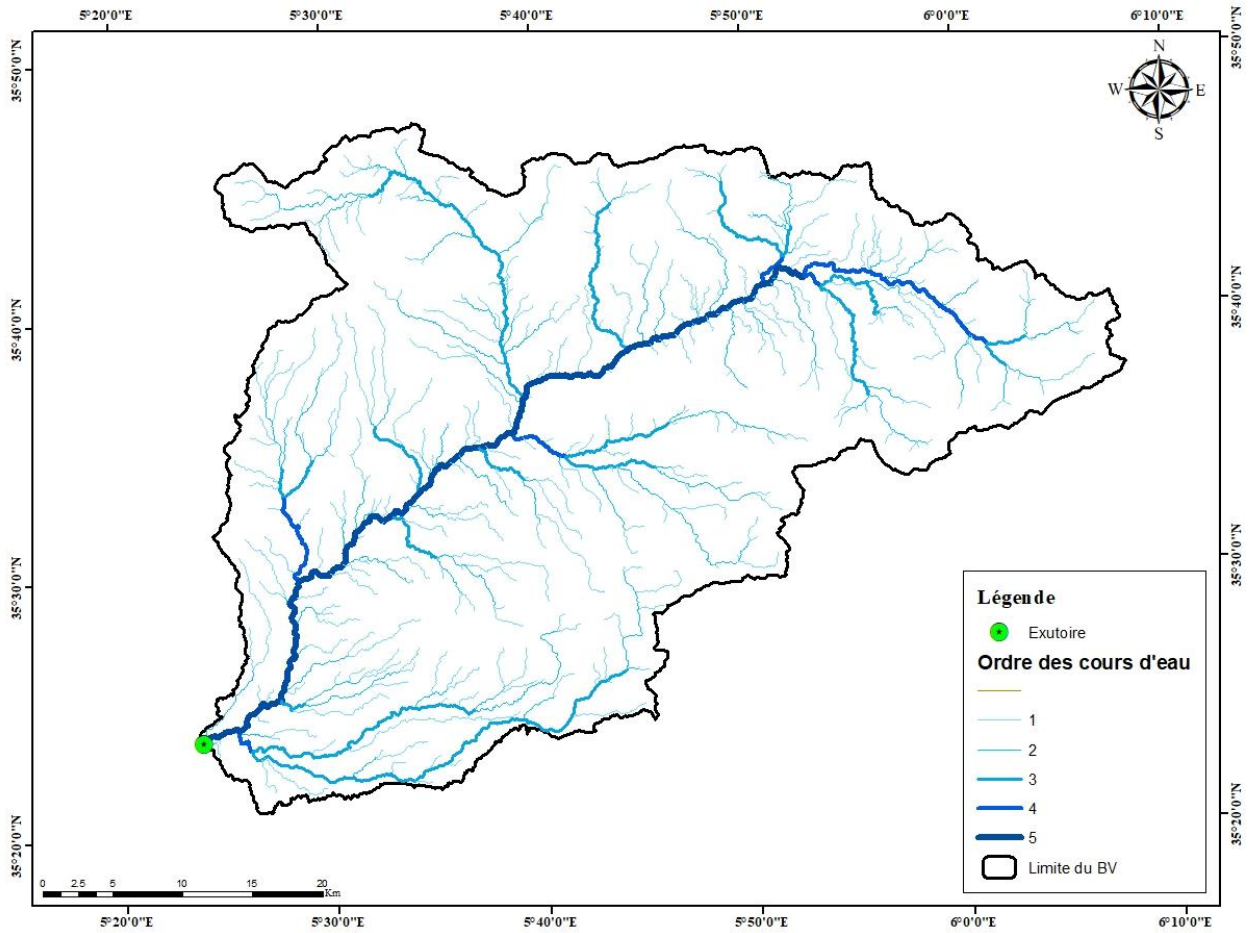


Figure III. 4. Réseau hydrographique du bassin versant

III.2.2. Paramètres hydrographiques

III.2.2.1. Densité de drainage

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau d'un bassin versant et sa superficie. Elle indique la dynamique du bassin : une densité de drainage élevée suggère un réseau hydrographique dense, réagissant rapidement à un événement pluvieux. Elle est exprimée en km/km² et se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{A}$$

- **D_d :** Densité de drainage en Km/Km².
- **$\sum li$:** Longueur totale de tous les thalwegs du bassin en Km.

- ***n* :** L'ordre le plus élevé dans la classification. (n=4)
- **A :** Superficie du bassin en Km².

III.2.2.2. La densité hydrographique des thalwegs élémentaires « F1 » :

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle est donnée par la fomule :

$$F_1 = N_1 / S$$

Avec :

- N_1 **:** Nombre de cours d'eau d'ordre 1.
- ***S* :** Superficie du bassin versant (Km^2).

III.2.2.3. Le coefficient de torrentialité « Ct »

Il est donné par l'équation suivante :

$$C_t = D_d * F_1$$

III.2.2.4. Temps de concentration

Le temps de concentration est généralement estimé à l'aide de formules empiriques. Théoriquement, il représente le temps maximal qu'une goutte d'eau met pour traverser le bassin versant jusqu'à l'exutoire. Dans les modèles hydrologiques, il est souvent interprété comme le temps entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct. En pratique, c'est une mesure complexe à évaluer. Plusieurs formules sont utilisées, dont certaines anciennes comme celle de Kirpich, développée en 1940 après les crues qui ont touché le nord-est des États-Unis en 1936.

Les méthodes et formules utilisées pour estimer le temps de concentration sont souvent spécifiques à une région, reflétant des paramètres locaux. Il est essentiel de choisir la formule qui correspond le mieux au type de bassin versant étudié. Pour cela, on privilégie les formules développées dans des conditions physico-géographiques similaires à celles de la partie nord de l'Algérie. L'estimation du temps de concentration se fait à l'aide de formules empiriques telles que celles qui suivent :

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

Est donnée par :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

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

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

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

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

- **Formule de TURAZZA**

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

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

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

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

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

- **Formule de VENTURA**

Est donnée par :

$$T_c = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{BV}}}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h) ;

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

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

- **Formule ESPAGNOLE**

$$T_c = 0.126 \times 60 \times \left(\frac{L_{cp}}{I_{pm}^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (min).

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

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

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$T_c = 4 \times \left[\frac{(S_{BV} \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{I_{BV}}}\right]^{0.75}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km).

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

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

- **Choix du temps de concentration :**

Le tableau suivant récapitule les résultats de calculs du temps de concentration obtenue par les différentes formules :

Tableau III. 1. Le temps de concentration.

Formules utilisées	Temps de concentration (heures)
Ventura	39
Turazza	48.75
Giandotti	16.06
Espagnole	8.05
Sokolovski	25.56

Les formules utilisées pour estimer le temps de concentration sont celles recommandées dans le Nord algérien (Ventura, Sokolovski et Giandotti). Ces formules peuvent donner des résultats variés en fonction des spécificités régionales, c'est pourquoi nous retenons généralement la valeur minimale parmi les résultats proches pour obtenir une estimation fiable. Les valeurs extrêmes, qu'elles soient très grandes ou très petites, sont écartées pour ne

conserver que les valeurs centrales qui offrent une estimation plus représentative des conditions locales.

Formules utilisées	Temps de concentration (heures)
Ventura	39
Sokolovski	25.56
Giandotti	16.06

Donc on prend la valeur qui est estimée par la formule de GIANDOTTI qui est recommandée pour les grands bassins versants ; **Tc = 16 heures**.

III.2.2.5. Vitesse de ruissellement

Le ruissellement désigne l'écoulement des eaux météorologiques à la surface du sol, guidé par la gravité, le long des pentes du terrain et à travers le réseau hydrographique, après que ces eaux aient échappé à l'infiltration, l'évaporation et le stockage superficiel. Il représente la distance parcourue par les eaux de pluie jusqu'à l'exutoire pendant le temps de concentration.

Elle est donnée par la formule : $V_r = L_{cp} / T_c$

Avec :

V_r : Vitesse de ruissellement (Km/h).

L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km).

T_c : Temps de concentration (h).

Tableau III. 9. Paramètres hydrographiques d'Oued BARIKA.

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	Dd	Km/Km2	0.74
Densité hydrographique	F	Km-2	0.31
Coefficient de torrentialité	Ct	/	0.23
Temps de concentration	Tc	Heures	16
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	5.125

Ci-dessus le tableau qui résume les caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Barika.

Tableau III. 10. Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued BARIKA.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km^2	1903.44
Périmètre		P	km	267.72
Longueur de la cours d'eau principale		L_{CP}	km	82
Coefficient de compacité de GRAVILUS		K_C	/	1.72
Coefficient de compacité de HOROTON		K_H	/	0.28
Coefficient d'allongement		Ca	/	3.53
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	km	117.85
	Largeur	l_r	km	16.15
Altitude	Maximale	H_{max}	m	2157
	Moyenne	H_{moy}	m	1005.25
	Minimale	H_{min}	m	481
	Médiane de 5%	$H_{5\%}$	m	1608.31
	Médiane de 50%	$H_{50\%}$	m	955.44
	Médiane de 95%	$H_{95\%}$	m	542.45
Pente du bassin versant		I_{BV}	m/Km	20.45
Pente moyenne du bassin versant		I_m	m/Km	162
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/Km	14.23
Indice de pente globale		I_g	m/Km	9.05
Dénivelée spécifique		D_s	m	394.84
La somme des longueurs des cours d'eau		$\sum L_i$	Km	1406.23
Nombre des talwegs d'ordre 1		$\sum N_1$	/	598
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	0.74
Densité hydrographique		F	Km^{-2}	0.31
Coefficient de torrentialité		C_t	/	0.23
Temps de concentration		T_c	Heures	16.06
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	5.125

III.3. Etude des crues

III.3.1. Précipitations maximales journalières

La série des précipitations journalières maximales relevées à la station pluviométrique 051306 a été choisie comme la plus représentative des valeurs maximales journalières susceptibles de se produire dans la zone d'étude.

Tableau III. 11. Caractéristique de la station pluviométrique « N'gaous »

Station	Coordonées			Code
	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	
N'gaous	764.1	255.1	750	051306

III.3.1.1. Estimation des pluies journalières maximales

L'objectif de cette étude est d'ajuster la série de données des précipitations journalières maximales à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour spécifique. Les étapes à suivre pour accomplir cette tâche sont les suivantes :

1. Classer les données de précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale des événements.
3. Évaluer les caractéristiques empiriques de la série, comme la moyenne, l'écart-type et d'autres paramètres statistiques pertinents.
4. Ajuster la loi théorique choisie aux données observées à l'aide d'une représentation graphique.
5. Déterminer le quantile correspondant à la période de retour souhaitée et estimer l'intervalle de confiance.

Ces étapes sont essentielles pour modéliser les événements extrêmes de précipitations et jouent un rôle clé dans l'analyse des risques d'inondation et la sécurité des infrastructures.

Tableau III. 12. Répartition des pluies maximales journaliers.

Années	PJ max (mm)	Années	PJ max (mm)
1980	39.2	2001	29.2
1981	31.5	2002	85.4
1982	105.2	2003	76.6
1983	14.5	2004	24.3
1984	28	2005	82.8
1985	58.6	2006	39.4
1986	45.5	2007	35.7
1987	38.5	2008	76.9
1988	31.5	2009	45.7
1989	39.4	2010	37.9
1990	28.1	2011	42.8
1991	34.4	2012	23.1
1992	26.7	2013	19.5
1993	19.2	2014	16.7
1994	48.7	2015	11.9
1995	40.4	2016	24.7
1996	37	2017	38.1
1997	41.6	2018	41.2
1998	46.8	2019	33.1
1999	108.2	2020	20
2000	14.7	2021	18.8

Source : ANRH Alger

III.3.1.2. Choix de la loi d'ajustement

Étant donné la diversité des méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation repose sur plusieurs facteurs :

- L'adéquation de la loi de probabilité choisie pour modéliser les données.
- La taille de l'échantillon utilisé dans l'analyse.
- Les caractéristiques spécifiques des données pluviométriques de l'échantillon.

De nombreuses études comparatives, à la fois empiriques et théoriques, ont cherché à déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation s'avère la plus efficace pour une loi de probabilité donnée. Parmi les lois d'ajustement couramment utilisées pour modéliser les précipitations maximales, on retrouve :

1. La loi log-normale (également appelée droite de Galton).
2. La loi de Gumbel (ou droite de Henry).

Ces lois sont employées dans l'analyse des extrêmes pour estimer les valeurs maximales de précipitations sur une période de retour donnée. Le choix de la loi dépend des caractéristiques propres aux données pluviométriques et de la qualité de l'ajustement par rapport aux observations disponibles.

III.3.1.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel «HYFRAN» .

- **Logiciel HYFRAN :**

HYFRAN (HYdrologie FRéquentielle ANalyse) est un logiciel conçu spécifiquement pour l'analyse fréquentielle appliquée à l'hydrologie. Il a pour objectif d'aider les hydrologues et les experts du domaine de l'eau à réaliser des analyses statistiques et à estimer les quantiles associés à diverses périodes de retour. HYFRAN permet d'effectuer plusieurs étapes essentielles de l'analyse fréquentielle, telles que l'estimation des paramètres de différentes lois de probabilité (telles que la loi de Gumbel ou la loi log-normale), le calcul des quantiles, la réalisation de tests de validité, ainsi que la génération de graphiques et de rapports. Le logiciel propose également des outils pour l'importation, la gestion et le traitement des données hydrologiques, avec des options de filtrage, de tri et de manipulation des données.

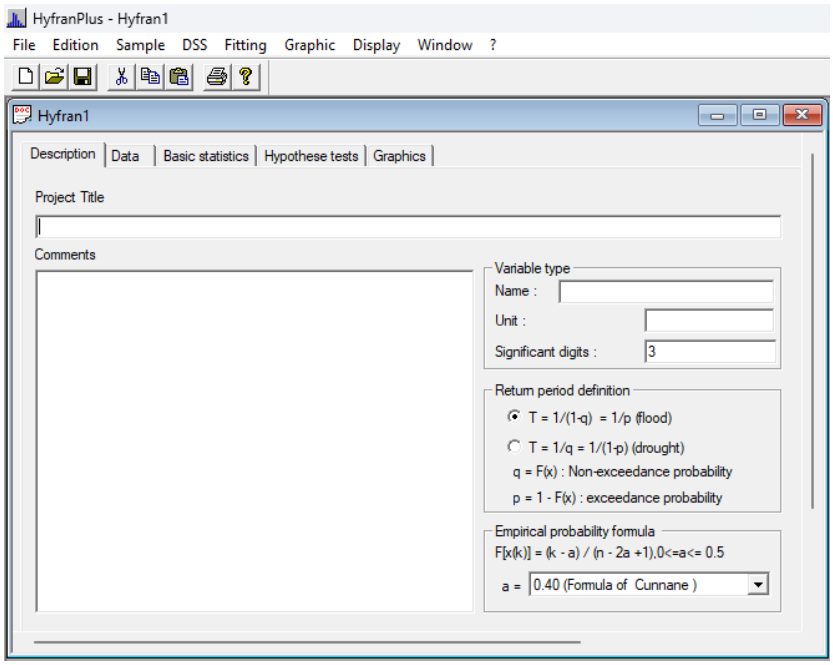


Figure III. 5. Interface du logiciel HYFRAN.

- **Ajustement par loi de Gumbel :**

L'ajustement des valeurs maximales avec la loi de Gumbel est privilégié en raison de son aptitude à modéliser les événements extrêmes tels que les crues, les tempêtes et les séismes. Cette méthode permet d'estimer la probabilité d'apparition de ces événements rares, ce qui aide à mieux comprendre et anticiper leur fréquence et leur intensité.

Tableau III. 13. Résultats de la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	155	20.6	114 - 195
200	0.995	126	16	94.3 - 157
100	0.99	113	14	85.6 - 141
50	0.98	101	12	76.9 - 124
20	0.95	83.7	9.42	65.2 - 102
10	0.9	70.7	7.46	56.1 - 85.3
5	0.8	57.2	5.52	46.3 - 68.0

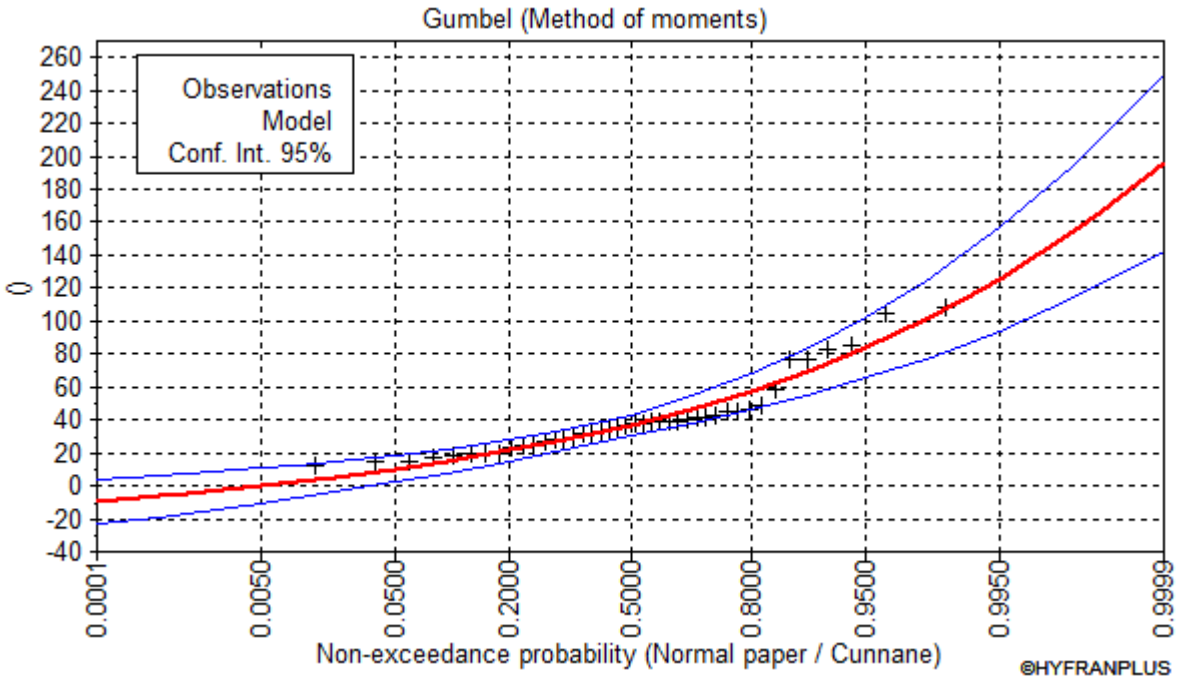


Figure III. 6. Représentation graphique de la loi de Gumbel.

Tableau III. 14. Caractéristique de la loi de Gumbel.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	/	11.9
Maximum	/	108
Moyenne	40.5	40.5
Ecart type	23.1	23.1
Médiane	36.7	37.5
Coefficient de variation (Cv)	0.571	0.571
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.48
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	4.35

III.3.1.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)

Le processus d'ajustement est globalement similaire pour la loi de Gumbel et la loi de Galton. La différence principale réside dans la méthode de représentation graphique. Pour la loi de Gumbel, on utilise fréquemment du papier semi-logarithmique ou normal adapté à la distribution des valeurs extrêmes. En revanche, pour la loi de Galton, d'autres types de représentations graphiques peuvent être employés, en fonction de la méthode d'ajustement choisie.

Tableau III. 15. Résultats de la loi de Log-normal.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	179	35.3	110 - 248
200	0.995	137	23.3	91.1 - 182
100	0.99	120	18.9	82.9 - 157
50	0.98	104	15	74.5 - 133
20	0.95	83.8	10.5	63.2 - 104
10	0.9	69.2	7.62	54.3 - 84.2
5	0.8	54.9	5.2	44.7 - 65.1

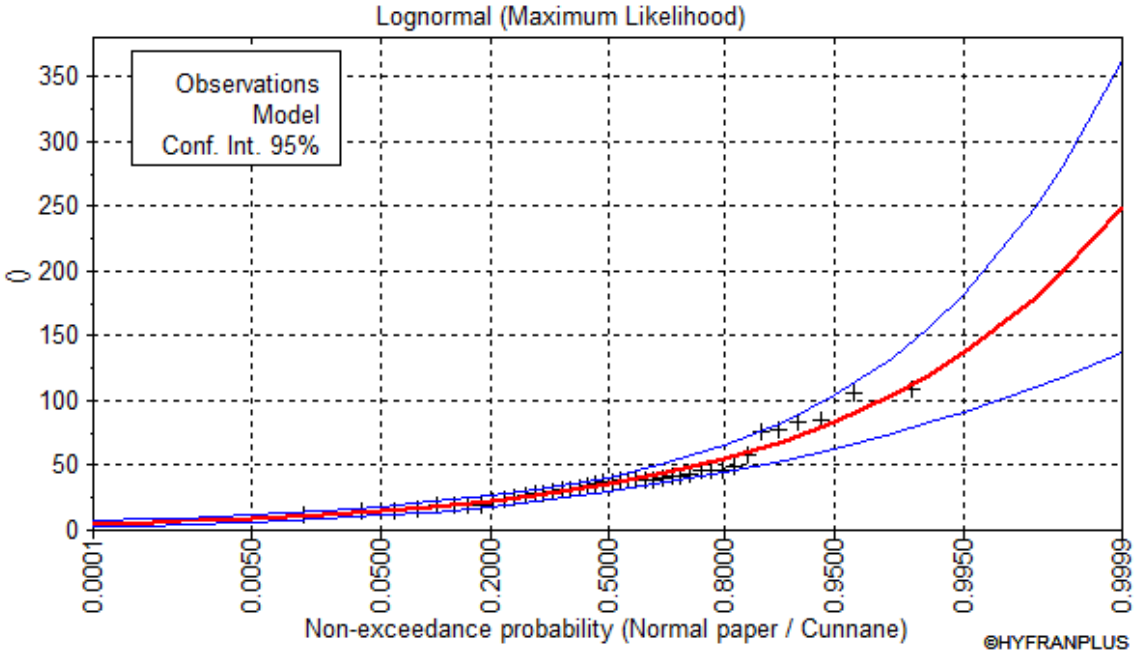


Figure III. 7. Représentation graphique de la loi de Log-normal.

Tableau III. 16. Caractéristique de la loi de Log-normal.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	11.9
Maximum	/	108
Moyenne	40.5	40.5
Ecart type	22.9	23.1
Médiane	35.3	37.5
Coefficient de variation (Cv)	0.564	0.571
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.87	1.48
Coefficient d'aplatissement (Ck)	9.82	4.35

- **Interprétation**

Les ajustements ont été réalisés en utilisant deux lois : la loi log-normale et la loi de Gumbel. Pour évaluer la qualité de l'ajustement, nous avons utilisé le test du **khi²** avec un seuil de risque de 5 %.

Voici les étapes du processus :

➢ **Critère de comparaison :**

Risque $\alpha=5\%$, donc la probabilité associée est $p=1-\alpha=95\%$.

➢ **Degré de liberté (Y) :**

$Y=K-1-m$, où :

- K est le nombre de classes,
- m est le nombre de paramètres à estimer.

➢ **Condition d'acceptation de l'ajustement :**

Il faut que la valeur du khi² calculé soit inférieure à la valeur du khi² théorique, c'est-à-dire

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$$

➢ **Interprétation du p-value :**

- Si $p(\chi^2_{\text{calculé}}) > 5\%$, l'ajustement est considéré comme acceptable.
- Si $p(\chi^2_{\text{calculé}}) < 1\%$, l'ajustement est rejeté.

Pour calculer le **khi² théorique**, on utilise la formule basée sur le test de Pearson, en prenant en compte le nombre de classes et les paramètres estimés. Cette méthode permet d'évaluer la pertinence de l'ajustement des lois aux données observées.

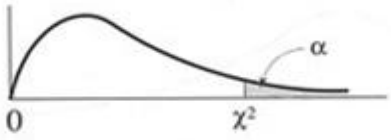
Les resultats du test du **khi² sont les memes pour les deux loi d'ajustement :**

Statistics result :	X ² = 10.57
p-value :	p = 0.0606
Degrees of freedom :	5
Number of classes :	8

Alors : $\chi^2_{\text{calculé}} = \mathbf{10.57}$ pour les deux lois d'ajustement.

La valeur de $\chi^2_{théorique}$ est tirée de la table de χ^2 en fonction de K et α.

Table χ^2 : points de pourcentage supérieurs de la distribution χ^2



dl	.995	.990	.975	.950	.900	.750	.500	.250	.100	.050	.025	.010	.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.10	0.45	1.32	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	0.58	1.39	2.77	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	1.21	2.37	4.11	6.25	7.82	9.35	11.35	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	1.92	3.36	5.39	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	2.67	4.35	6.63	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	3.45	5.35	7.84	10.64	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	4.25	6.35	9.04	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	5.07	7.34	10.22	13.36	15.51	17.54	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	5.90	8.34	11.39	14.68	16.92	19.02	21.66	23.59
10	2.15	2.56	3.25	3.94	4.87	6.74	9.34	12.55	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	7.58	10.34	13.70	17.28	19.68	21.92	24.72	26.75
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	8.44	11.34	14.85	18.55	21.03	23.34	26.21	28.30
13	3.56	4.11	5.01	5.89	7.04	9.30	12.34	15.98	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	10.17	13.34	17.12	21.06	23.69	26.12	29.14	31.31
15	4.60	5.23	6.26	7.26	8.55	11.04	14.34	18.25	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.91	15.34	19.37	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	12.79	16.34	20.49	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.86	13.68	17.34	21.60	25.99	28.87	31.53	34.81	37.15
19	6.84	7.63	8.91	10.12	11.65	14.56	18.34	22.72	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	15.45	19.34	23.83	28.41	31.41	34.17	37.56	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	16.34	20.34	24.93	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	17.24	21.34	26.04	30.81	33.93	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.19	11.69	13.09	14.85	18.14	22.34	27.14	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.88	10.86	12.40	13.85	15.66	19.04	23.34	28.24	33.20	36.42	39.37	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	19.94	24.34	29.34	34.38	37.65	40.65	44.32	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	20.84	25.34	30.43	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.80	12.88	14.57	16.15	18.11	21.75	26.34	31.53	36.74	40.11	43.20	46.96	49.64
28	12.46	13.56	15.31	16.93	18.94	22.66	27.34	32.62	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	23.57	28.34	33.71	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.78	14.95	16.79	18.49	20.60	24.48	29.34	34.80	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.67	22.14	24.42	26.51	29.06	33.67	39.34	45.61	51.80	55.75	59.34	63.71	66.80
50	27.96	29.68	32.35	34.76	37.69	42.95	49.34	56.33	63.16	67.50	71.42	76.17	79.52
60	35.50	37.46	40.47	43.19	46.46	52.30	59.34	66.98	74.39	79.08	83.30	88.40	91.98
70	43.25	45.42	48.75	51.74	55.33	61.70	69.34	77.57	85.52	90.53	95.03	100.44	104.24
80	51.14	53.52	57.15	60.39	64.28	71.15	79.34	88.13	96.57	101.88	106.63	112.34	116.35
90	59.17	61.74	65.64	69.13	73.29	80.63	89.33	98.65	107.56	113.14	118.14	124.13	128.32
100	67.30	70.05	74.22	77.93	82.36	90.14	99.33	109.14	118.49	124.34	129.56	135.82	140.19

Figure III. 8. Table de χ^2.

La valeur de $\chi^2_{théorique}$ est la meme pour les deux lois d'ajustement, tel que $\chi^2_{théorique}$**=15.51.**

Pour conclure, pour les deux lois d'ajustement :

$$\chi^2_{Calculé} = 10.57 < \chi^2_{théorique} = 15.51$$

Alors l'ajustement pour les deux lois est à considérer, mais on choisit la loi avec les valeurs supérieures des pluies journalières maximales, cela veut dire on choisit l'ajustement à la loi de Log-normal.

III.3.1.5 Pluies de courte durée

La conversion des pluies journalières maximales en pluies de courtes durées s'effectue à l'aide de la formule de K. Body, telle que décrite par l'ANRH en 1984.

$$Ptc = P_{max\,j}\left(\frac{t}{24}\right)^{b}$$

Avec :

- **Ptc :** Pluie de durée t, et de fréquence f% en) mm).
- **$P_{max\,j}$** : pluie maximale journalière de fréquence f% en (mm).
- **t :** durée de l'averse en heure
- **b :** exposant climatique de la région d'étude (b = 0. 29, selon l'ANRH).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t}$$

Avec : **I_t :** l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour les différentes durées sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau III. 17. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)
1000	0.999	179
100	0.99	120
50	0.98	104
10	0.9	69.2

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III. 18. Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour

PDR (ans)	10		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		2		1		0.1	
T(h)	Pcd	I	Pcd	I	Pcd	I	Pcd	I
1	27.53	27.53	41.38	41.38	47.74	47.74	71.22	71.22
2	33.66	16.83	50.59	25.30	58.37	29.19	87.07	43.54
3	37.86	12.62	56.90	18.97	65.66	21.89	97.94	32.65
4	41.16	10.29	61.85	15.46	71.37	17.84	106.46	26.62
5	43.91	8.78	65.99	13.20	76.14	15.23	113.58	22.72
6	46.29	7.72	69.57	11.60	80.28	13.38	119.74	19.96
7	48.41	6.92	72.75	10.39	83.95	11.99	125.22	17.89
8	50.32	6.29	75.63	9.45	87.26	10.91	130.16	16.27
9	52.07	5.79	78.25	8.69	90.29	10.03	134.69	14.97
10	53.68	5.37	80.68	8.07	93.09	9.31	138.86	13.89
11	55.19	5.02	82.94	7.54	95.70	8.70	142.76	12.98
12	56.60	4.72	85.06	7.09	98.15	8.18	146.40	12.20
13	57.93	4.46	87.06	6.70	100.45	7.73	149.84	11.53
14	59.19	4.23	88.95	6.35	102.64	7.33	153.10	10.94
15	60.38	4.03	90.75	6.05	104.71	6.98	156.19	10.41
16	61.52	3.85	92.46	5.78	106.69	6.67	159.14	9.95
16.06	61.59	3.84	92.56	5.76	106.80	6.65	159.32	9.92
17	62.61	3.68	94.10	5.54	108.58	6.39	161.97	9.53
18	63.66	3.54	95.68	5.32	110.39	6.13	164.67	9.15
19	64.67	3.40	97.19	5.12	112.14	5.90	167.27	8.80
20	65.64	3.28	98.64	4.93	113.82	5.69	169.78	8.49
21	66.57	3.17	100.05	4.76	115.44	5.50	172.20	8.20
22	67.48	3.07	101.41	4.61	117.01	5.32	174.54	7.93
23	68.35	2.97	102.72	4.47	118.53	5.15	176.80	7.69
24	69.20	2.88	104.00	4.33	120.00	5.00	179.00	7.46

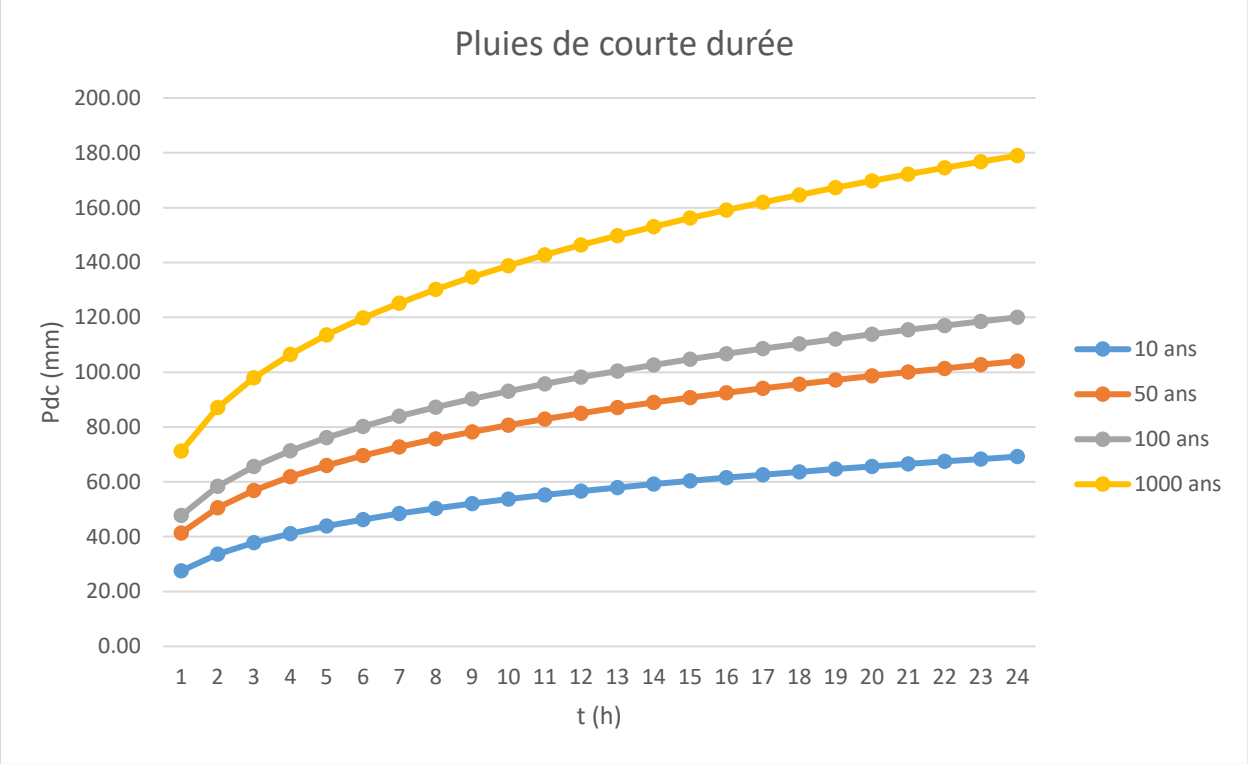


Figure III. 9. Représentation graphique de la loi de Log-normal (pluies de courte durée).

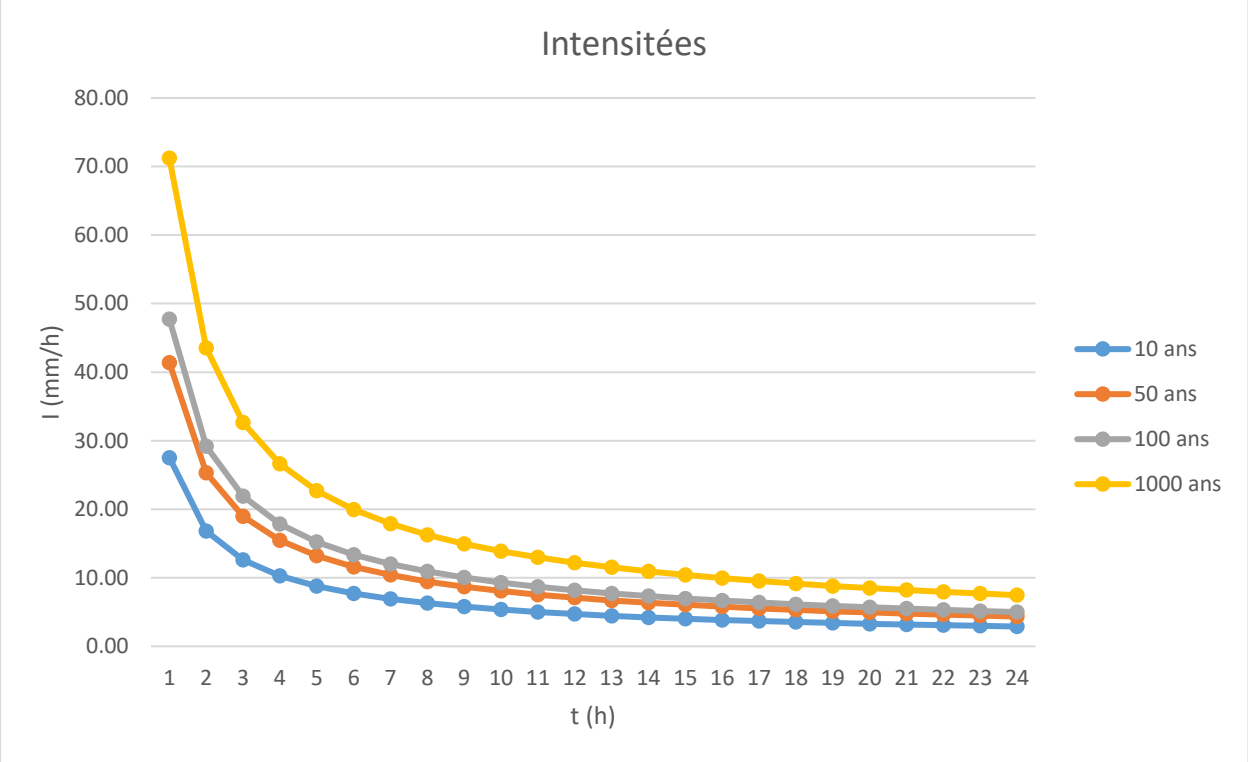


Figure III. 10. Représentation graphique de la loi de Log-normal (intensitées maximales).

III.3.2. Calcul du débit de crue

L'étude de la protection contre les inondations nécessite la prédétermination des crues ainsi que de l'hydrogramme de crue. En l'absence de données de mesure et de stations

hydrométriques pour surveiller nos oueds, deux approches différentes sont envisagées pour évaluer les crues des bassins versants, à savoir :

- La méthode de GRADEX.
- La Méthode Soil Conservation Service « SCS ».
- Les formules empiriques (Giandotti, Sokolovski et Turazza).

III.3.2.1. La méthode de GRADEX

La méthode de Gradex nécessite la valeur du débit décennal; cependant, en raison du manque de données à cause de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued BARIKA, le débit décennal sera calculé à l'aide de formules empiriques.

1. **Formule de Giandotti :**

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

Avec :

Q_{max} : débit de crue maximum en m³/s ayant la même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S: superficie du bassin versant (Km²).

L: longueur du talweg principal (Km).

H_{moy}, H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée correspondante au temps de concentration (mm).

2. **Formule de Sokolovski :**

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c}.f$$

Avec :

- **S :** Superficie du bassin (Km²).
- **Tc :** temps de concentration(h).
- **P_{ct} :** pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration (mm).
- **f:** coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (f = 1.2).

- **α :** Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. Calculé par la formule :

$$\alpha = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

Avec :

$X_{p\%}$: Pluie de courte durée en mm, de probabilité p% correspondant à un temps Tc.

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H_0 = 7 mm.

Pour p%=0.1 (PDT=10ans), on aura **α=0.496**

3. Formule de Turazza

La formule fait également intervenir le temps de concentration (Tc), car elle utilise l'intensité moyenne maximale des précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant (EMI, 1999) :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{c * s * I_{tc}}{3.6}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant km2 ;

I_{tc} : Intensité moyenne maximale pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h calculé dans le Tableau No : III.18 ;

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

Tableau III. 19. Coefficient de ruissellement pour les différentes périodes de retour

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10	5	2
Coefficient de ruissellement	0.9	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6	0.5

Les résultats de calcul du débit décennal sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 20. Résultats de calcule du débit.

Méthode	**Periode de retour (ans)**	**Debit (m^3/s)**
Giandotti	10	1533.77
Sokolovski	10	1215.91
Turazza	10	1318

On adopte le résultat de la méthode de giandotti, alors le débit de crue décennal a pour valeur : **$Q_{max,10ans}$ = 1533.77 m^3/s**

Calcul des débits fréquentiels par la méthode de GRADEX

Le modèle probabiliste Gradex permet d'estimer les risques associés aux crues extrêmes et d'extrapoler ces estimations à diverses périodes de retour. Il est utilisé pour prévoir les débits de crue en fonction des précipitations maximales et des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Historique de la méthode du GRADEX

La méthode du Gradex, développée par **Guillot** et **Duband** en 1967, est une approche probabiliste utilisée pour calculer les débits de crues extrêmes d'un oued sur des périodes de retour allant de 100 à 10 000 ans. Deux conditions doivent être respectées : la répartition homogène des précipitations sur le bassin et une superficie de bassin inférieure à 5000 km² (Guillot, 1980). En se basant sur les précipitations, la méthode Gradex est considérée comme plus avancée que les méthodes classiques de prédétermination des crues, qui reposent principalement sur le traitement des débits observés aux stations hydrométriques (Guillot, 1980).

Principe de la méthode du GRADEX

Le principe de la méthode Gradex repose sur l'idée que la loi de probabilité des débits maximaux devient asymptotique au comportement des pluies maximales journalières à partir d'une crue avec une période de retour de dix ans (Guillot, 1980). Ce principe se base sur la stabilisation de la capacité de rétention des bassins-versants, qui devient constante à partir de cette période de retour décennale (Guillot & Duband, 1967).

Les étapes de la méthode du GRADEX

Voici les étapes à suivre pour mettre en œuvre cette approche :

- **Détermination du gradex 'a' :** Ajuster les précipitations maximales journalières (Pj,max) à la loi de Gumbel en utilisant la relation suivante :

$$P_{j,max}(mm) = a \cdot \mu + b$$

Où μ est la variable réduite de Gumbel, calculée à partir de la fonction de distribution cumulée (F) *:* $\mu = -ln(-ln(F))$

- **Détermination du débit décennal** : Ajuster les débits à la loi de Gumbel pour déterminer le débit décennal, c'est-à-dire le débit correspondant à une période de retour de 10 ans (T = 10 ans).
- **Conversion du débit décennal en lame d'eau** : Convertir le débit décennal (en m³/s) en lame d'eau (en mm) à l'aide de l'équation suivante

$$R(mm)= (Q * S(Km^2) * 3,6) / n(heures)$$

Où **n** représente la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues observés, et **S** est la surface du bassin versant en km².

- **Tracé de la droite d'ajustement sur le graphique des précipitations maximales** : Sur le même graphique représentant les précipitations maximales ajustées à la loi de Gumbel, tracer une droite parallèle à celle des Pj,max, en commençant par le débit décennal (T = 10 ans).
- **Tracé de l'équation de la droite de Gumbel pour les débits** : Tracer la droite de Gumbel des débits, qui a la forme suivante :

$$Q_{\mu\%}= a * \mu + b'$$

où : $$b' = Q_{10ans} - Gradex * \mu(T=10ans)$$

- **Détermination des débits pour différentes périodes de retour** : Utiliser l'équation Q=f(μ) pour déterminer les débits correspondant à différentes périodes de retour en mm.
- **Conversion des débits en m³/s** : Convertir les débits exprimés en mm en m³/s avec l'équation suivante :

$$Q(m3/s) = (Q(mm) * S(km2)) / (3,6 * n(h))$$

- **Calcul des débits de pointe pour différentes périodes de retour** : Calculer les débits de pointe pour chaque période de retour à l'aide de la formule :

$$Q_p(m3/s) = Q(m3/s) * P$$

Où **P** est un facteur de correction basé sur la période de retour.

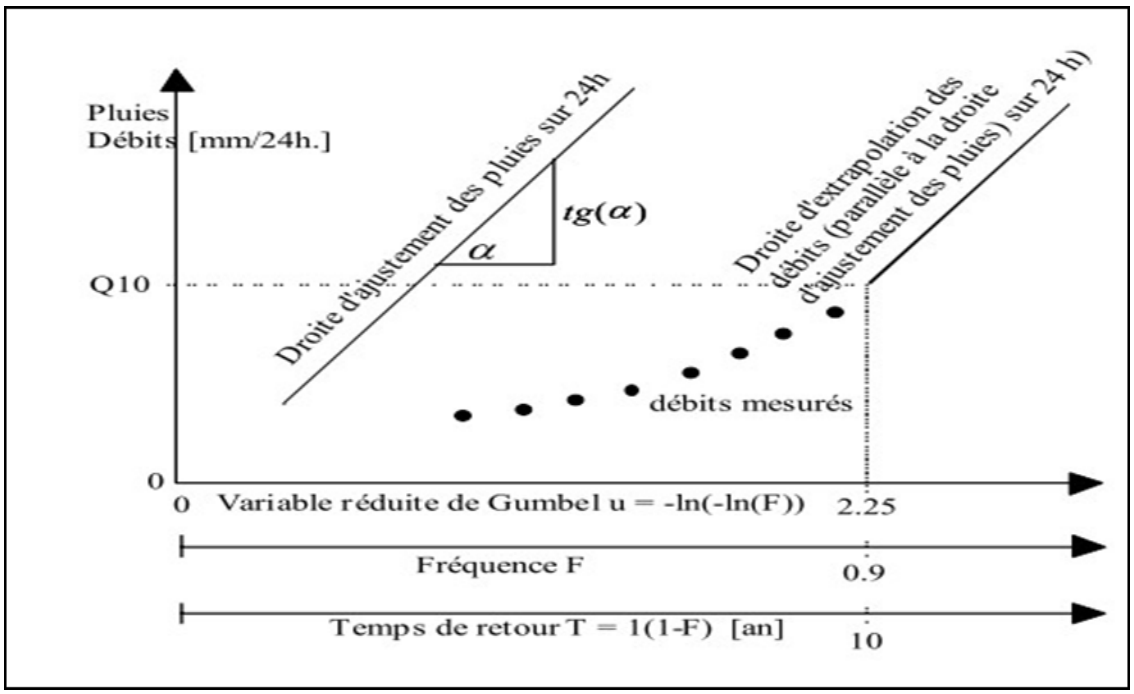


Figure III. 11. Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits (Laborde, 2000).

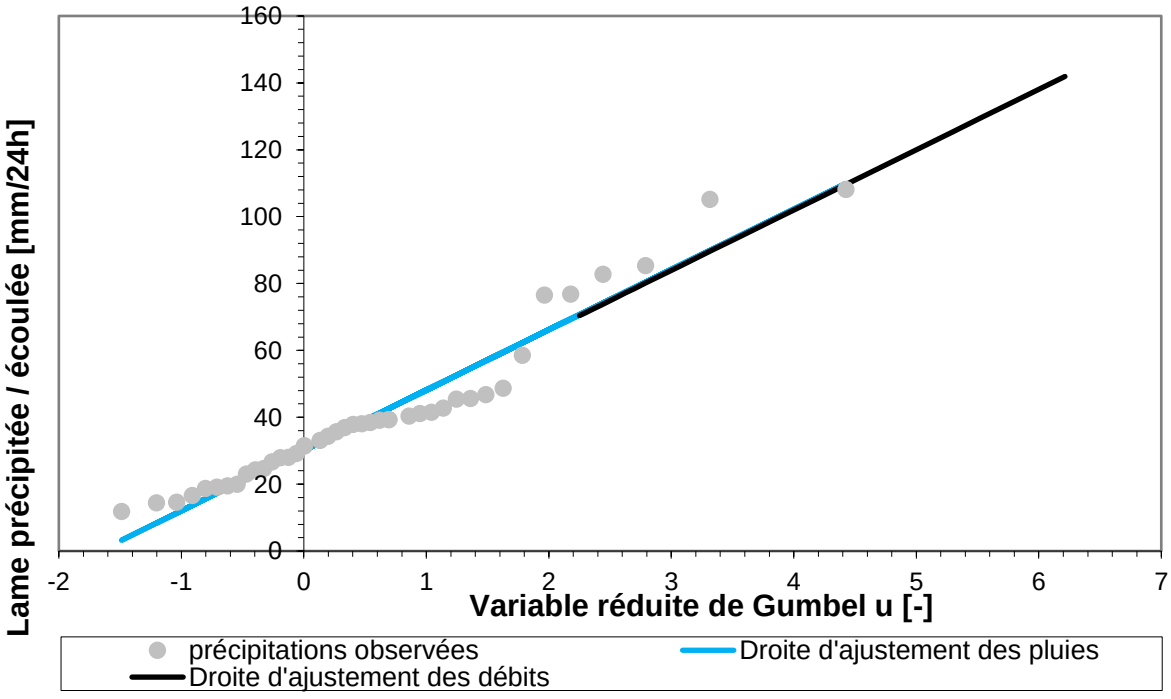


Figure III. 12. Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

Tableau III. 21. Résultats de calcule du débit fréquentiel.

Periode de retoure (ans)	10	50	100	**1000**
Variable réduit de Gumbel	2.25	3.90	4.60	**6.91**
Débit (m^3/s)	1533.77	2190.34	2467.92	**3385.10**
QP (m^3/s)	1840.52	2628.41	2961.50	**4062.11**

III.3.2.2. La Méthode Soil Conservation Service (SCS)

La méthode SCS-CN, développée dans les années 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service), est une approche conceptuelle qui repose sur une relation empirique entre la pluie et le débit. Elle nécessite uniquement des données sur le type de sol et l'occupation des terres. Cette méthode est largement utilisée et intégrée dans divers modèles hydrologiques et d'érosion, tels que SWAT (Arnold et al., 1996), HEC-HMS (US Army Corps of Engineers, 2011), AFFDEF (Montanari et al., 2004) et AGNPS (Minnesota Pollution Control Agency, 1987).

Principe de la méthode :

On suppose qu'un épisode pluvieux ayant une période de retour T génère un ruissellement avec la même période de retour. Le choix de la durée de cet épisode pluvieux et du pas de temps pour le calcul de la transformation pluie-débit dépend du **temps de réponse** ou **Lag** du bassin versant. Ce temps de réponse représente l'intervalle entre le centre de gravité de l'épisode pluvieux et le pic de l'hydrogramme de crue résultant.

Étant donné l'absence de stations hydrométriques sur nos oueds, le **temps de réponse** sera estimé à partir d'une formule empirique basée sur le **temps de concentration** (Tc), en utilisant la relation suivante :

$$\boldsymbol{Lag = 0.6*Tc}$$

Selon le SCS, l'hydrogramme élémentaire résultant de la pluie sur un pas de temps D (en heures) est, par hypothèse, de forme triangulaire. Cette hypothèse simplifie la modélisation du comportement hydrologique du bassin versant et permet une estimation du débit en fonction de la durée de l'épisode pluvieux et du temps de concentration du bassin versant.

$$\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{3}\boldsymbol{T_c}} < \mathbf{D} < \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}\boldsymbol{T_c}}$$

Le modèle SCS repose sur le principe que la précipitation totale tombant sur un bassin versant peut-être décomposée en trois composantes : la **pluie effective** (Peff), la **rétention** (F) qui se produit dans le bassin, et les **pertes initiales** (Ia).

La relation entre la précipitation totale (P) et ces trois composantes est formulée comme suit

$$\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a}$$

Où S représente la **rétention potentielle maximale** du bassin. Autrement dit, le rapport entre l'infiltration réelle (F) et l'infiltration potentielle (S) est égal au rapport entre le ruissellement réel (Peff) et le ruissellement potentiel (P−Ia).

La rétention réelle F est définie par l'équation suivante :

$$F = (P - Ia) - Peff$$

En remplaçant cette relation dans l'équation précédente, on obtient l'équation du ruissellement effectif :

$$P_{eff} = \frac{(P - I)^2}{(P - I_a) + S}$$

Les experts du SCS, après avoir analysé un grand nombre d'averses, ont établi une relation empirique entre les pertes initiales (Ia) et la rétention potentielle maximale (S) :

$$Ia = 0.2 * S$$

En substituant cette relation dans l'équation précédente, on obtient la formule simplifiée pour calculer la pluie effective (Peff) :

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

Cette équation permet de calculer le ruissellement effectif en fonction des précipitations et des caractéristiques du bassin versant.

Pour estimer l'unique inconnue S, le SCS a mis au point l'indice de ruissellement appelé **CN** (Curve Number). Cet indice est lié à la capacité de rétention SSS par l'équation suivante :

$$CN = \frac{25400}{S + 254}$$

Le **CN** est principalement déterminé en fonction du type de sol et de la couverture végétale du bassin versant. Le **NRCS** a classé les sols en quatre groupes en fonction de leur capacité d'infiltration :

Tableau III. 22. Classification des sols selon NRCS

Type de Sol	Group
Sableux, limoneux-sableux	A
Limoneux	B
Sablo-argileux	C
Argileux, argileux limoneux, sol salins	D

Pour notre zone d'étude, qui est entièrement constituée de terrains en sable argileux, il s'agit d'un sol de **type C**, caractérisé par une perméabilité limitée et un potentiel de ruissellement modéré à élevé.

Dans le cas d'un bassin versant composé de plusieurs types d'occupation du sol et de sols différents, il est nécessaire de calculer un **CN** composite. Ce **CN** composite est une moyenne pondérée, prenant en compte les différentes classes de sol et d'utilisation des terres dans le bassin. La formule utilisée pour le calcul du **CN** composite est la suivante :

$$\boldsymbol{CN_p = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i}}$$

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

Tableau III. 23. CN selon le type d'occupation de sol

Occupation de sol	Classe de sols			
	A	B	C	D
Terres agricoles (culture)	72	81	88	91
Forêt	36	60	79	79
Sol nu	68	79	89	89
Parcours	60	68	73	75
Zone urbaine	80	85	90	95

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

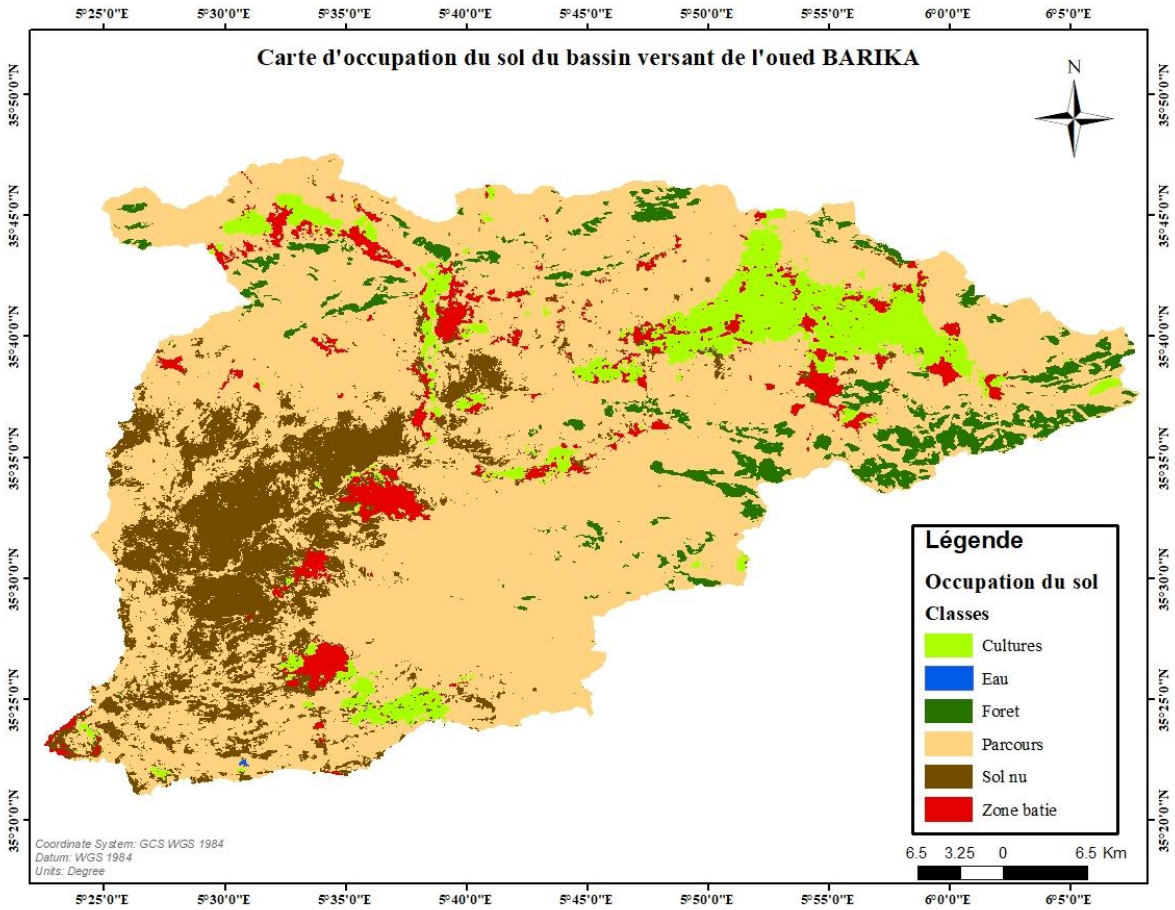


Figure III. 13. Carte d'occupation du sol du bassin versant de l'oued BARIKA

Tableau III. 24. Résultats d'occupation de sols

Occupation du sol (Km²)					
Zone urbaine	**Terre agricole**	**Sol nu**	**Parcours**	**Forets**	**S_{BV}**
84.19	146.87	259.26	1315.81	97.11	1903.44

Tableau III. 25. Résultats de calcul

CN	S	Ia
77.38	76.65	15.33

L'application de la méthode SCS pour notre bassin versants nécessite l'utilisation d'une modélisation à l'aide du logiciel **HEC-HMS**.

Modélisation Hydrologique à l'aide du Logiciel « HEC-HMS »

La Modélisation Hydrologique :

Un modèle hydrologique est un outil numérique permettant de simuler la relation entre la pluie et le débit à l'échelle d'un bassin versant. Il transforme les séries temporelles de précipitations en séries de débits, offrant ainsi une représentation de l'évolution hydrologique

du bassin. Les approches de modélisation hydrologique se classent généralement en plusieurs catégories :

- **Modélisation à base physique** : Cette approche s'appuie sur les lois physiques pour représenter les processus hydrologiques. Elle nécessite des données de haute qualité et bien représentatives pour identifier et expliquer les facteurs déterminants de l'écoulement.
- **Modélisation conceptuelle** : Cette méthode vise à reproduire les écoulements sans nécessairement représenter les processus physiques de manière détaillée. Les modèles conceptuels simplifient le bassin versant en une série de réservoirs interconnectés, avec un nombre réduit de paramètres, ce qui facilite leur mise en œuvre.

Depuis la fin des années 1960, de nombreux modèles hydrologiques ont été développés. Le choix d'un modèle dépend de l'objectif de la modélisation et des données disponibles.

Présentation du modèle HEC-HMS :

Le modèle hydrologique **HEC-HMS** (Hydrologic Modeling System) a été développé par le **Hydrologic Engineering Center (HEC)**, une branche du **US Army Corps of Engineers**. Il s'agit d'un modèle distribué complet capable de simuler les processus hydrologiques dans un bassin versant, de la précipitation jusqu'au ruissellement final. HEC-HMS peut modéliser divers phénomènes comme l'infiltration, le ruissellement, l'évaporation et la fonte des neiges (US Army Corps of Engineers, 2016).

La modélisation avec HEC-HMS repose sur deux fonctions principales :

- **La fonction de production** : Elle permet de différencier la pluie nette, c'est-à-dire la pluie qui ruisselle, de la pluie brute, qui correspond à la totalité des précipitations enregistrées.
- **La fonction de transfert** : Elle transfère la pluie nette vers l'exutoire du bassin versant, représentant ainsi le débit final à un moment donné.

HEC-HMS est largement utilisé dans les études hydrologiques pour évaluer les risques d'inondation, le dimensionnement des ouvrages hydrauliques et la gestion des ressources en eau.

Résultats de la Simulation :

La modélisation avec le logiciel **HEC-HMS** se déroule en plusieurs étapes principales :

- **Définition du modèle de bassin versant**
- **Élaboration du modèle météorologique.**
- **Création du modèle de contrôle des spécifications.**
- **Exécution de la simulation.**

Dans le cadre de notre étude, la simulation des processus hydrologiques a été effectuée pour des périodes de retour comprises entre 10 et 1000 ans. Les résultats obtenus après l'application du modèle de perte par infiltration **SCS-CN** et la méthode de transfert par **hydrogramme unitaire de SCS** sont présentés ci-dessous, fournissant des informations sur les débits de crue pour ces périodes de retour.

- **La période de retour 1000 ans :**

Tableau III. 1. Résultats de simulation pour la période de retour 1000ans

Temps de pic	22h30min
La surface drainée (surface du BV) (Km²)	1903.44
Débit de pointe (m^3/s)	3911.6
Volume (mm)	115.76

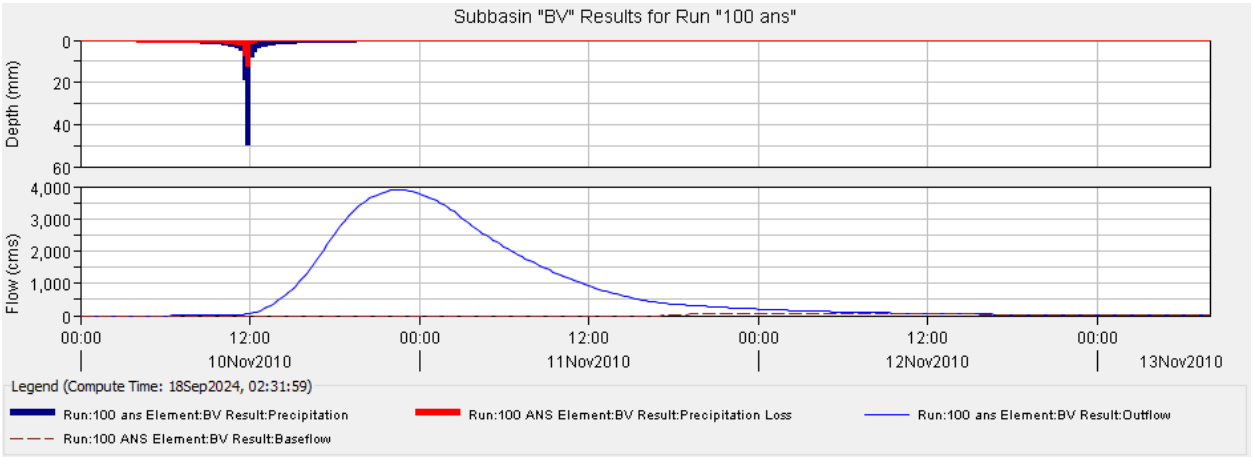


Figure III. 1. Représentation graphique des résultats (1000 ans).

Le pic d'hydrogamme atteint un débit de 3911.6 m3/s avec un temps de pic de 22h30min

- **La période de retour 100 ans :**

Tableau III. 2. Résultats de simulation pour la période de retour 100ans

Temps de pic	22h30min
La surface drainée (surface du BV) (Km²)	1903.44
Débit de pointe (m^3/s)	2105.2
Volume (mm)	62.93

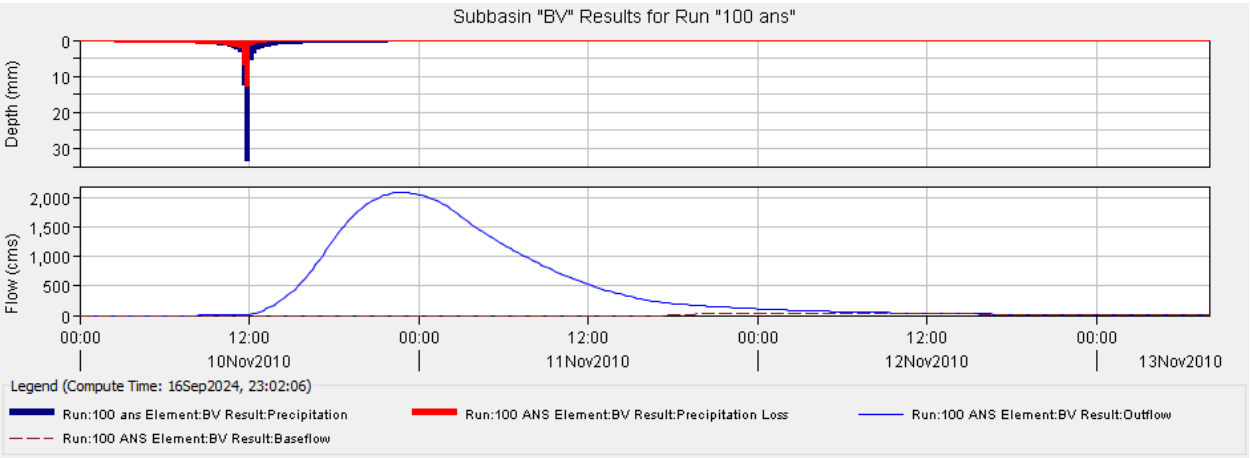


Figure III. 2. Représentation graphique des résultats (100 ans).

Le pic d'hydrogame atteint un débit de 2105.2 m3/s avec un temps de pic de 22h30min

- **La période de retour 50 ans :**

Tableau III. 3. Résultats de simulation pour la période de retour 50ans

Temps de pic	22h45min
La surface drainée (surface du BV) (Km²)	1903.44
Débit de pointe (m^3/s)	1649.6
Volume (mm)	49.59

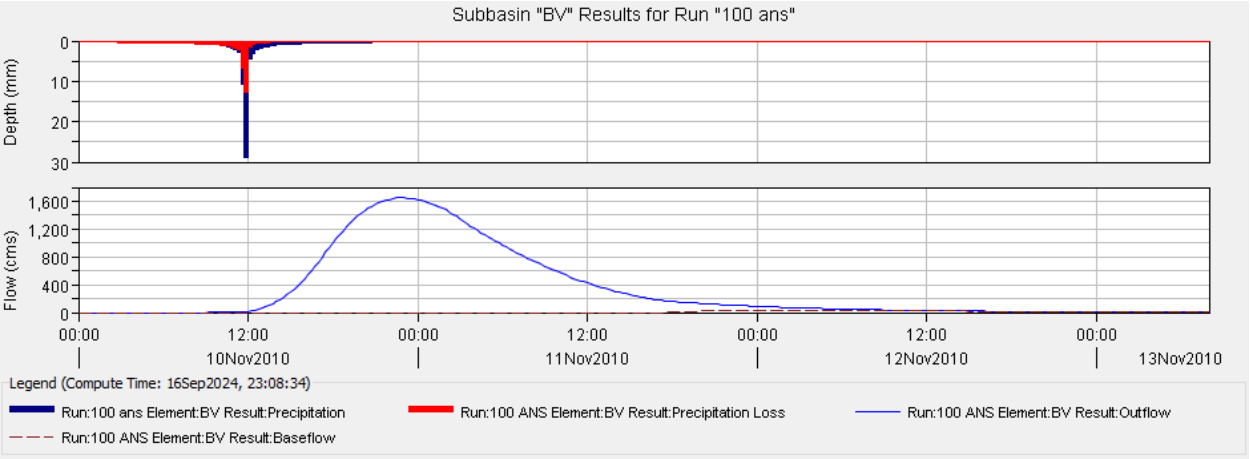


Figure III. 3. Représentation graphique des résultats (50 ans).

Le pic d'hydrogame atteint un débit de 1649.6 m3/s avec un temps de pic de 22h45min.

- **La période de retour 10 ans :**

Tableau III. 4. Résultats de simulation pour la période de retour 10ans

Temps de pic	23h15min
La surface drainée (surface du BV) (Km²)	1903.44
Débit de pointe (m^3/s)	757.7
Volume (mm)	23.26

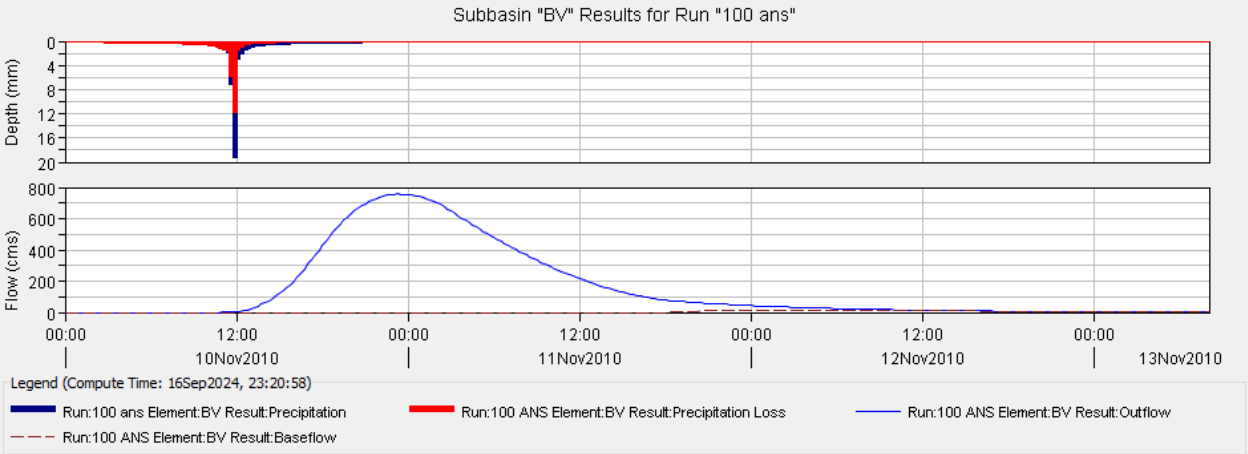


Figure III. 4. Représentation graphique des résultats (10 ans).

Le pic d'hydrogame atteint un débit de 757.7 m3/s avec un temps de pic de 23h15min.

Tableau III. 5. Les resultats de calcul des débits fréquentiels par la méthode SCS.

Période de retour (ans)	10	50	**100**	1000
Débit de crue (m^3/s)	757.7	1649.6	**2105.2**	3911.6

III.3.2.3. Les formules empiriques

1. **Formule de Giandotti :**

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

Avec :

Q_{max} : débit de crue maximum en m³/s ayant la même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S: superficie du bassin versant.

L: longueur du talweg principal.

H_{moy}, H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.

Tableau III. 31. Résultats de calculs de la méthode de GIANDOTTI.

Période de retour	10	50	100	1000
S (Km²)	1903.44			
H_{moy} (m)	1005.25			
H_{min} (m)	481			
P_{tc} (mm)	61.59	92.56	106.80	159.32
$L_{thalweg}$ (Km)	82			
Q (m^3/s)	**1533.78**	**2305.10**	**2659.74**	**3967.44**

2. Formule de Sokolovski :

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c}.f$$

Avec :

S : Superficie du bassin (Km²).

Tc : temps de concentration(h).

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration (mm).

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (f = 1.2).

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

$$\alpha = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

Avec :

$X_{p\%}$: précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps.

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H_0 = 7 mm.

Tableau III. 32. Résultats de calculs de la méthode de SOKOLOVSKI.

Période de retour	10	50	100	1000
S (Km²)	1903.44			
α	0.496	0.569	0.592	0.653
P_{tc} (mm)	61.59	92.56	106.80	159.32
f	1.2			
Tc (h)	16.06			
Q (m^3/s)	**1215.91**	**2096.05**	**2519.38**	**4045.56**

Tableau III. 33. Résultats de calcul des débits fréquentiels.

Période de retour (ans)	Débits (m^3/s)			
	10	50	**100**	1000
Méthode de GRADEX	1840.52	2628.41	**2961.50**	4062.11
Méthode SCS-CN	757.7	1649.6	**2105.2**	3911.6
Formule de SOKOLOVSKY	1215.91	2096.05	**2519.38**	4045.56
Formule de GIADOTTI	1533.78	2305.10	**2659.74**	3967.44

- **Interprétation :**

En analysant les résultats des débits de crue pour une période de retour de 100 ans, on observe des écarts notables entre les différentes méthodes utilisées. La méthode **GRADEX** indique un débit de **2961.50 m³/s**, nettement supérieur à celui des autres méthodes, à l'exception de la formule de **SCS-CN**, qui donne un débit de **2105.2 m³/s**. Cette différence suggère que la méthode **GRADEX** adopte une approche plus conservatrice, en tenant compte de facteurs spécifiques au bassin versant qui augmentent le risque de crue.

Dans le cadre de la gestion des inondations, où il est crucial de choisir une méthode offrant une estimation fiable et sécuritaire, la méthode de **GRADEX** apparaît comme la plus appropriée. Le débit plus élevé qu'elle propose pour une période de retour de 100 ans permet d'assurer une marge de sécurité adéquate pour la protection des infrastructures et des zones vulnérables. En outre, cette méthode est largement utilisée et bien adaptée aux caractéristiques hydrologiques de la région, ce qui renforce sa pertinence dans ce contexte.

III.3.3. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est un graphique illustrant la variation du débit d'un cours d'eau au fil du temps pendant une crue. Il se compose de plusieurs éléments distincts :

- Une phase ascendante, appelée courbe de concentration, dont la durée correspond au temps de montée.
- Un pic, qui représente le débit maximal ou débit de pointe.
- Une phase descendante, appelée courbe de décrue, dont la durée correspond au temps de décrue.
- Le temps total de l'hydrogramme, appelé temps de base, est la somme du temps de montée et du temps de décrue.

Pour tracer l'hydrogramme de crue, on utilise la méthode de Sokolovsky, qui repose sur l'utilisation de deux équations paraboliques : l'une décrivant la montée de la crue, l'autre la décrue.

- Pour la montée :

$$\boldsymbol{Q(t) = Q_{max}\left[\frac{t}{T_m}\right]^n}$$

- Pour la décrue :

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

Avec :

Q(t) : Débit à l'instant t (m^3/s)

Q_{max} : Débit maximal de la crue (m^3/s)

T_m : temps de montée (h). Tel que : $\boldsymbol{Tm=Tc}$

T_d : temps de décrue (h) $\boldsymbol{Td=\delta \times Tm}$

T_b : temps de base (h) $\boldsymbol{Tb=Tm+Td}$

m,n : puissances des paraboles (m=3 ; n=2)

Tableau III. 34. Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ.

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméable.	2,0 - 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 – 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 - 7.0

Tableau III. 35. Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue

Paramètre	Unités	valeur
Tc=Tm	h	16.06
Td	h	64.24
Tb	h	80.3
δ		4
m		3
n		2

Le tableau suivant présente l'hydrogramme de crue :

Tableau III. 36. Variation de débit par diffèrent période de retour

t (h)	Période de retour			
	10	**50**	**100**	**1000**
0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	28.54	40.76	45.93	63.00
4	114.17	163.05	183.71	251.99
6	256.89	366.86	413.35	566.97
8	456.70	652.20	734.85	1007.95
10	713.59	1019.07	1148.21	1574.93
12	1027.57	1467.45	1653.42	2267.90
14	1398.64	1997.37	2250.49	3086.86
16	1826.79	2608.81	2939.41	4031.81
16.06	**1840.52**	**2628.41**	**2961.50**	**4062.11**
18	1678.76	2397.40	2701.22	3705.09
20	1522.21	2173.84	2449.33	3359.60
22	1375.72	1964.64	2213.61	3036.27
24	1238.94	1769.30	1993.52	2734.39
26	1111.54	1587.36	1788.52	2453.21
28	993.18	1418.34	1598.09	2192.00
30	883.54	1261.77	1421.67	1950.02
32	782.29	1117.17	1258.74	1726.54
34	689.08	984.06	1108.76	1520.82
36	603.58	861.96	971.19	1332.13
38	525.47	750.41	845.51	1159.73
40	454.40	648.92	731.16	1002.88
42	390.05	557.02	627.61	860.86
44	332.08	474.24	534.34	732.92
46	280.16	400.09	450.79	618.33
48	233.95	334.11	376.45	516.35
50	193.13	275.81	310.76	426.25
52	157.36	224.72	253.19	347.29
54	126.30	180.36	203.22	278.74
56	99.62	142.26	160.29	219.86
58	76.99	109.95	123.88	169.92
60	58.08	82.94	93.45	128.18
62	42.55	60.76	68.46	93.90
64	30.07	42.94	48.38	66.36
66	20.30	28.99	32.67	44.81
68	12.92	18.45	20.79	28.51
70	7.59	10.83	12.21	16.74
72	3.97	5.67	6.39	8.76
74	1.74	2.48	2.79	3.83
76	0.55	0.79	0.89	1.22
78	0.08	0.12	0.14	0.19
80	0.00	0.00	0.00	0.00
80.3	0.00	0.00	0.00	0.00

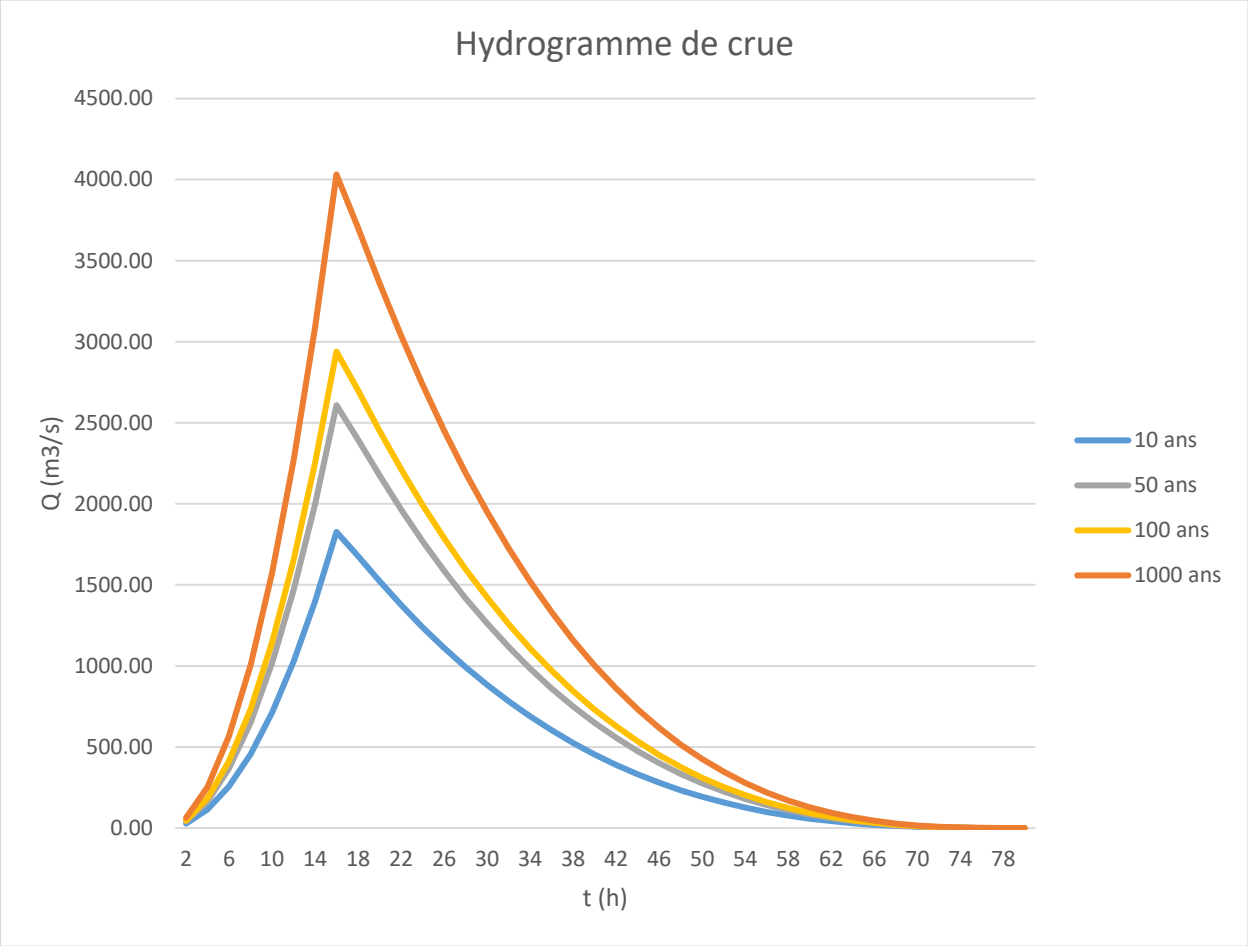


Figure III. 18. Hydrogramme de crue pour différents fréquence.

Conclusion

En conclusion, ce chapitre a permis d'approfondir l'analyse des paramètres hydrologiques essentiels à la gestion et à la protection de l'Oued **BARIKA** contre les inondations. En utilisant la méthode de **GRADEX** en déterminant le débit de crues par la formule empirique de **GIANDOTTI**, pour déterminer un débit de crue de **4095.40 m³/s** pour une période de retour de 1000 ans, confirmant ainsi la pertinence de la méthode de **GRADEX** dans notre contexte.

L'hydrogramme de crue généré a fourni une vision claire de l'évolution des crues au fil du temps. De plus, l'analyse de la répartition annuelle moyenne des précipitations, basée sur les observations de la station de **N'Gaoues**, a été essentielle pour ajuster les séries de précipitations maximales moyennes, avec la loi Log-normale identifiée comme la plus appropriée. Ces résultats vont non seulement faciliter le dimensionnement des ouvrages de protection, mais ouvrir également la voie aux prochaines étapes, telles que la localisation des zones inondables et l'étude hydraulique détaillée, en vue d'assurer une protection optimale de la ville de Barika.

CHAPITRE IV

Réhabilitation du barrage déversoir

« El Attouta »

CHAPITRE IV : Réhabilitation du barrage déversoir El Attouta

Introduction

Ce chapitre explore d'une manière explicite les enjeux hydrauliques liés aux inondations dans la région de Beni Slimane, en s'appuyant sur des méthodes scientifiques rigoureuses pour soutenir une gestion efficace des risques et protéger les communautés vulnérables. Avant tout projet d'aménagement, l'étude hydraulique est une étape cruciale, car elle analyse les écoulements dans les canaux naturels et artificiels, qu'ils soient à surface libre ou sous pression, et s'assure que les canaux permettent une évacuation rapide et continue de l'eau. Nous étudierons ici le comportement hydraulique du tronçon d'Oued BARIKA traversant la ville de Barika, en modélisant l'écoulement pour déterminer les lames d'eau correspondant aux différents débits. Les résultats de cette modélisation serviront à établir des cartes de profondeur et à identifier les zones inondables. Ainsi, les données recueillies permettront de mettre en place un programme d'aménagement adapté aux exigences locales pour une meilleure gestion des crues.

IV.1. Aperçu général sur le barrage déversoir d'El Attouta

Le barrage déversoir d'El Attouta, situé dans les frontières nord-est de la ville de Barika, joue un rôle stratégique dans la gestion des eaux de l'Oued Barika. La zone environnante, caractérisée par un climat semi-aride avec des précipitations saisonnières parfois intenses, est vulnérable aux crues soudaines. Le barrage est construit pour réguler les débits de l'Oued Barika, offrant ainsi une protection aux infrastructures en aval et contribuant à l'équilibre hydraulique de la région. Cependant, le temps a engendré des problèmes d'envasement, d'érosion et de dégradation de la structure, diminuant son efficacité.

Le barrage est indispensable au développement durable de la région, protégeons les zones résidentielles et agricoles contre les crues. Toutefois, l'accumulation de sédiments et la détérioration des structures imposent des travaux de réhabilitation pour garantir sa pérennité.



Figure IV. 1. Situation géographique du barrage déversoir d'El Attouta.
Source : Google Earth.

IV.2. Diagnostic du barrage d'El Attouta

En 2016, une étude approfondie a été menée pour évaluer l'état du barrage déversoir d'El Attouta et déterminer les interventions nécessaires à sa réhabilitation. Les résultats de cette étude ont révélé plusieurs problèmes majeurs qui compromettaient la fonctionnalité et la sécurité de l'ouvrage :

- La retenue du barrage ne parvenait plus à emmagasiner les eaux de l'Oued Barika. Ce problème était principalement dû à l'envasement quasi-total du réservoir, qui avait réduit sa capacité de stockage à presque 10 %.
- Les berges de protection autour du barrage étaient gravement détériorées, augmentant le risque d'érosion et de débordement en cas de crue.
- Les équipements hydromécaniques, notamment ceux de la vidange de fond, n'étaient plus opérationnels, empêchant l'entretien adéquat du réservoir et aggravant ainsi l'accumulation de sédiments.

L'état général des ouvrages hydrauliques et des structures de protection laissait craindre une défaillance complète en cas de forte crue, mettant en danger les zones en aval et les infrastructures à proximité.

Depuis l'étude de 2016, plusieurs interventions ont été réalisées pour résoudre les problèmes identifiés. L'envasement du réservoir a été presque totalement éliminé par des opérations de terrassement, permettant ainsi à la retenue de retrouver une partie de sa capacité de stockage. Les berges de protection ont également été consolidées afin de renforcer la sécurité de l'ouvrage et de réduire le risque d'érosion. Les équipements hydromécaniques ont été réparés ou remplacés, redonnant ainsi au barrage sa fonctionnalité essentielle pour le contrôle et la vidange des eaux accumulées.

Cependant, et actuellement, la problématique se retrouve dans le déversoir qui présente toujours des signes de dégradation, notamment au niveau de son radier et de ses parois. Ces éléments structuraux montrent des signes d'usure avancée, ce qui réduit leur efficacité pour diriger le flux d'eau de manière sécurisée et augmente les risques de détérioration en cas de fortes pluies ou de crues soudaines. La réhabilitation complète de ces structures est donc nécessaire pour garantir la pérennité et la sécurité de l'ouvrage.

IV.3. Réhabilitation du barrage déversoir d'El Attouta

L'étude de réhabilitation du déversoir sera devisée en deux parties, une partie hydraulique, et une partie génie civil.

IV.3.1. Etude Hydraulique

Dans cette partie, nous visons à la détermination de l'hydrogramme de crue sortant ainsi que la charge déversante manuellement, en faisons recours au laminage des crues.

IV.3.1.1. Laminage des crues

Voici un rappel théorique sur le laminage des crues :

1) Principe de laminage des crues

Le débit qui traverse le barrage déversoir Qe est moins important que celui de la pointe de la crue entrant dans le barrage déversoir Qc (débit de crue centennale). La forme de l'hydrogramme d'entrée et de sortie de la crue, ainsi que la forme de la partie supérieure de la retenu, déterminent l'effet du laminage de crue. Le Laminage de crue consiste à calculer le Qe max en se basant sur le Qc max. À chaque étape du processus, on obtient l'égalité suivante :

$$Volume\ stock\acute{e} = Volume\ entrant - Volume\ sortant$$

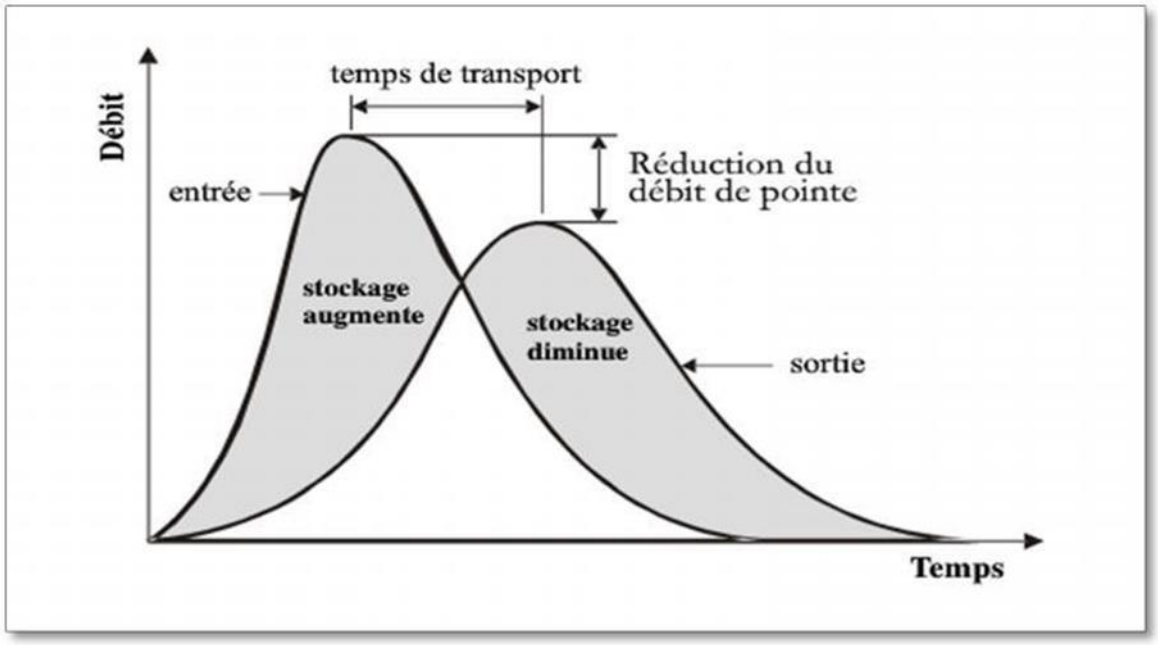


Figure IV. 2. Courbe de laminage de crue.

L'analyse du laminage de crue se base sur l'équation de continuité pour calculer le bilan massique des flux entrants et sortants, ainsi que du volume de stockage. Ces techniques de routage requièrent une relation entre le stockage et la décharge afin d'établir le flux sortant pour chaque étape temporelle. On donne l'équation de continuité par :

$$Q.\,dt = q.\,dt + S.\,dh$$

Avec :

- **Q :** Le débit entrant de la crue.
- **q :** Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- **S :** La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q\text{-}q = S.dh\,/dt$$

Avec :

- **dh /dt :** La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Plusieurs méthodes de calcul existent, comme celle de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum et bien d'autres. Nous avons choisi la méthode de Muskingum pour déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue et tracer le diagramme

hydrographique de sortie de la crue. On peut résumer la conception fondamentale et la formulation de cette méthode comme suit :

2) Méthode de Muskingum

Le modèle de Muskingum, qui est sans doute le plus répandu dans l'hydrologie, est sans doute le plus couramment employé.

Cette technique fait partie des méthodes de calcul des crues appelées coefficients. Elle a été suggérée par McCarty en 1938 pour la rivière Muskingum aux États-Unis (une rivière d'Ohio aux États-Unis).

Dans le modèle de Muskingum, il a montré que la nécessité d'utiliser des méthodes simples et fonctionnelles pour examiner la propagation d'un bief dans un cours d'eau linéaire peut varier de celle utilisée pour un réservoir. En plus de l'équation de continuité qui détermine le volume conservé dans le lit de la rivière, on intègre également les constantes empiriques K et X déterminées expérimentalement suite aux essais successifs basés sur des observations antérieures.

a. Conception de base et formulation

Les équations de Saint-Venant régissent le déplacement de l'eau pendant une période de crue dans un segment de rivière ou d'égout. Ces équations illustrent la persistance de la masse et du volume de mouvement sur une section orientée en fonction de la direction d'écoulement principale. On formule l'équation de la quantité de mouvement de la manière suivante :

$$\frac{dQ}{dt} + \frac{d}{dx}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{dy}{dx} = gA(S0 - Sf) + q\frac{Q}{A}$$

L'équation de conservation de la masse est formulée comme suit :

$$\frac{da}{dt} + \frac{dQ}{dx} = q$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort. La signification des cinq termes de l'équation (IV.5) est la suivante :

1. Le terme (1) représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m^3/s à $2m^3/s$ en une heure, ce terme vaut :

(2 m^3/s -1m^3/s) / 3600s=0 ,000277m^3/s^2.

L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

2. Le terme (2) représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
3. Le terme (3) traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
4. Le terme (4) exprime les forces de gravité (So) et les forces de frottement (Sf).
5. Le terme (5) exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

Il est possible de résoudre les deux équations précédentes, mais cela engendre parfois des problèmes tant sur le plan pratique que numérique (Cunge et Wegner 1964). Il a donc fréquemment été tenté de simplifier ce système en fonction des applications et des contextes.

Selon plusieurs recherches (Cunge et al. 1980), il est possible de négliger les trois premières composantes de l'équation V.5 pour une grande partie des crues dans les rivières, au point que cette dernière se transforme en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f$$

La deuxième équation de continuité peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{ds}{dt}$$

Où :

- I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée QE.
- O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Qs.
- S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation « ***Q-q=S.dh /dt »*** exprime tout simplement le principe de conservation de la masse : Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}\right) \times \Delta t$$

Pour résoudre le problème, il faut trouver O1 et O2 à partir des valeurs de I1 et I2 disponibles. L'équation « ***I-O=ds/dt »*** est pertinente uniquement si une fonction d'emmagasinement est disponible pour calculer S1 et S2.

b. Principe de la méthode

Pour traduire le bilan d'eau, Elle peut être réécrite :

$$[2\frac{S2}{\Delta t} + O_2] = [I_1 + I_2 + 2\frac{S2}{\Delta t} + O_1 - 2O_1]$$

Connu Inconnu

Cette formule résout en partie le problème en permettant de déterminer la quantité inconnue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$ en se basant sur d'autres valeurs toutes identifiées présentes dans le segment droit. N'oublions pas que les indices 1 et 2 correspondent respectivement au commencement et à la fin d'un intervalle temporel. I_1 et I_2, qui symbolisent les débits d'entrée au commencement et à la fin de l'intervalle, sont reconnus parce que l'hydrogramme d'entrée du réservoir est généralement connaître à chaque instant. On reconnaît les conditions initiales qui prévalent avant le commencement de la crue sous le nom de S_1 et O_1.

Pendant la période de crue, et en raison de la répétitivité des calculs. Le débit de sortie et le stockage au commencement d'un intervalle sont déterminés à la fin du précédent intervalle. On se demande comment déterminer le débit de sortie O2 en utilisant la quantité connaît [2S2 / Δt + O2].

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique :

$$f(Qs) = (2S/\Delta t + Qs)$$

Cette courbe est autonome par rapport à l'hydrogramme de départ du réservoir. Elle n'est conditionnée que par les caractéristiques géométriques du réservoir et son mode d'élimination.

Comme illustré dans les deux prochains points, le volume de stockage S et le débit d'entrée dépendent de la profondeur h du réservoir. Nous choisissons de manière aléatoire plusieurs valeurs de h pour couvrir suffisamment les périodes de changement en temps de crue, et nous créons le tableau ci-après :

Tableau IV. 1. Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h1	S1	O1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h2	S2	O2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h3	S3	O3	$2S_3/\Delta t + O_3$
…	…	…	…
hn	Sn	On	$2S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$f(Qs)=(2S/\Delta t+Qs)$$

c. Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- Evacuation a surface libre par un déversoir (figure IV.3). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

$$Q = C*B*H^{3/2} = C*B\,(h - z)^{3/2}$$

Où :

- **C :** c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir ;
- **B :** est la largeur de déversoir ;
- **H :** est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir ;
- **h:** est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

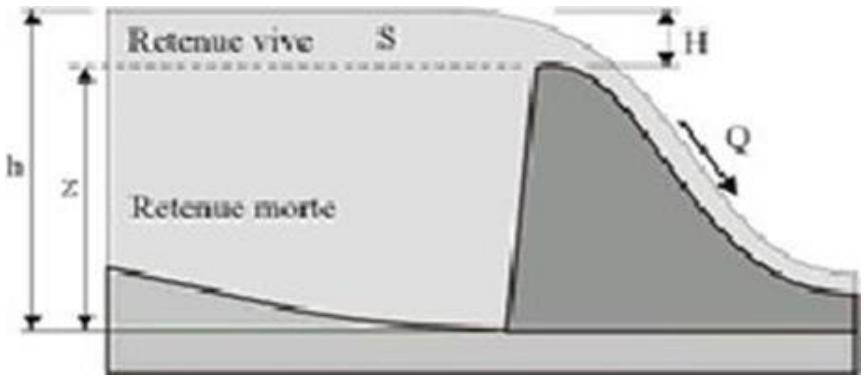


Figure IV. 3. Evacuateur à surface libre.

- Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA\sqrt{2gh}$$

- **m :** constante de débit.
- **A :** section d'écoulement.
- **h :** hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

Pour que l'évacuation se fasse par le fond ou par-dessus du déversoir, la connaissance de h permet de calculer le débit de sortie.

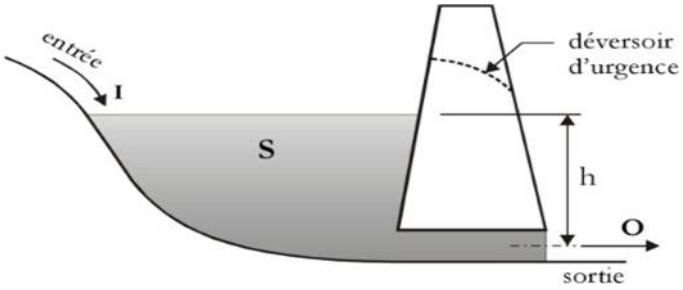


Figure IV. 4. Evacuation par le fond.

d. Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante : $S = Ah$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain. Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \ldots + a_n h^n$$

Les coefficients a_0, a_1, a_2, …, an qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

IV.3.1.2. Application de la méthode de Muskingum pour le barrage déversoir d'El Attouta (B = 95m et P=6m)

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q=mb*\sqrt{2g}*H^{3/2}$$

Pour b=95m et m=0.49 : Q = 206.19 $H^{3/2}$

- ✓ **Courbe capacité-surface-hauteur**

Tableau IV. 2. Les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

Cote (m)	V (Mm^3)	A (Km^2)
470	0.00	0.0000
470.5	0.004	0.0085
471	0.009	0.0191
471.5	0.0165	0.0350
472	0.021	0.0445
472.5	0.027	0.0571
473	0.037	0.0782
473.5	0.05	0.1056
474	0.068	0.1435
474.5	0.09	0.1897
475	0.115	0.2421
475.5	0.138	0.2902
476	0.15	0.3151

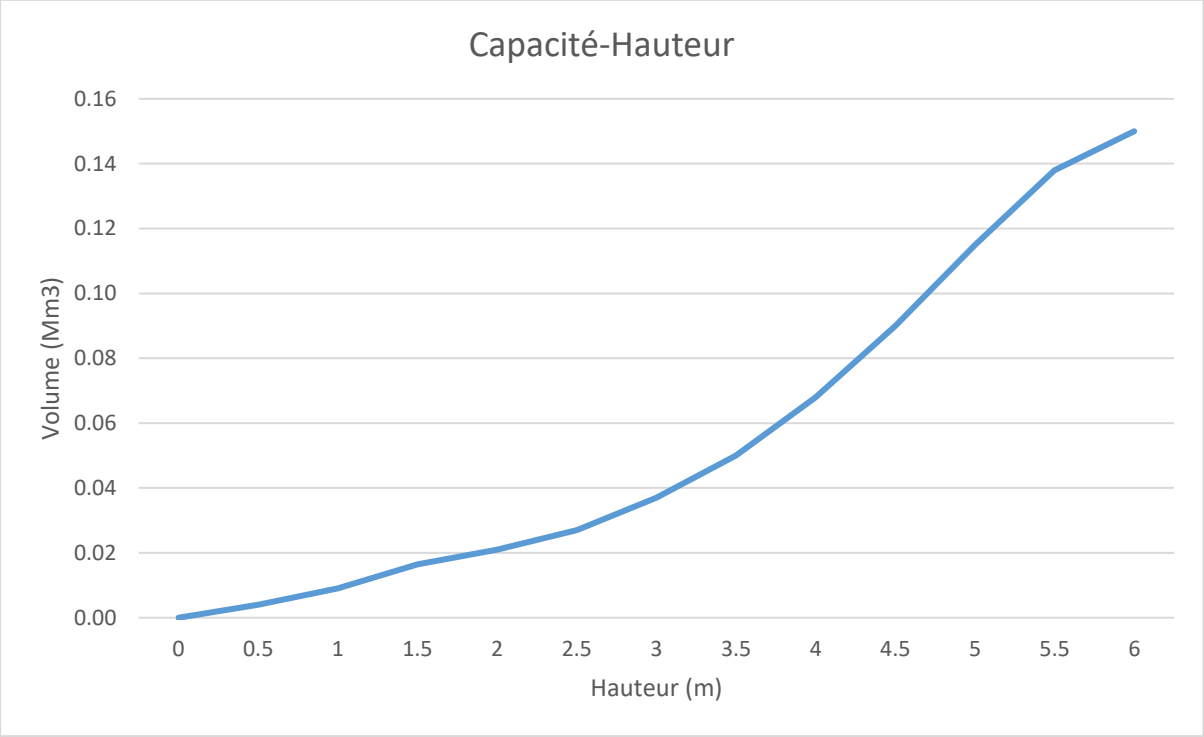


Figure IV. 5. Courbe capacité-hauteur.

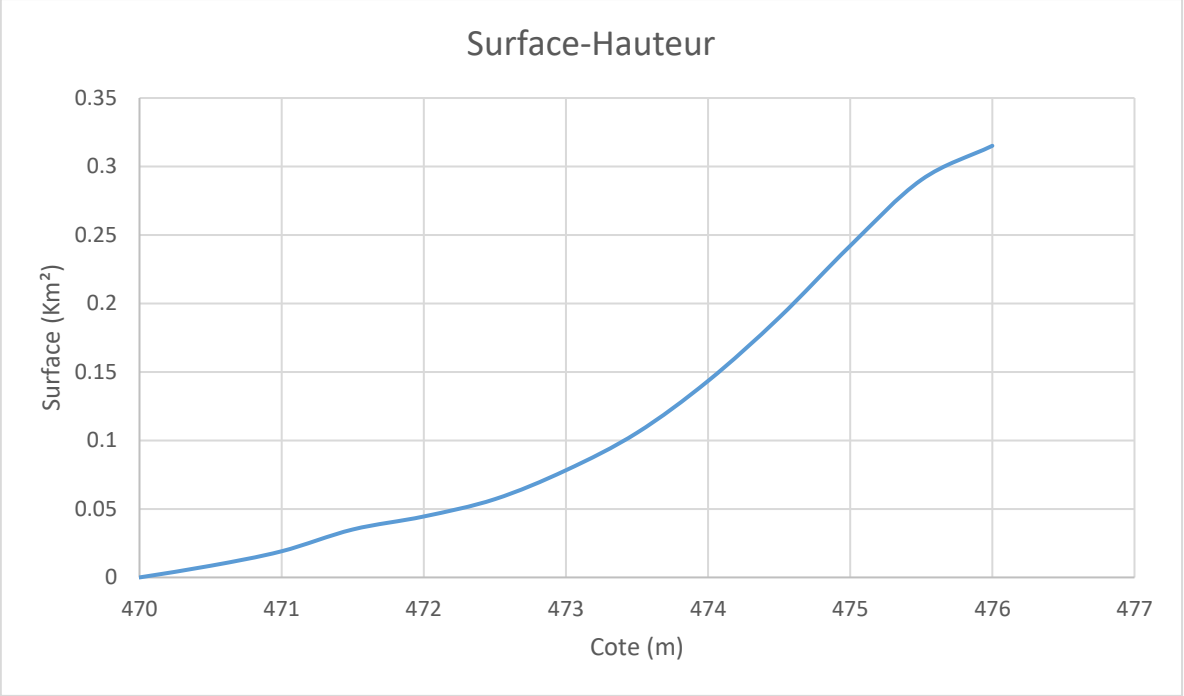


Figure IV. 6. Courbe Surface-hauteur.

✓ **Détermination du débit maximum de sortie**

La courbe surface-hauteur à partir de la cote de fond (470 mNGA) de l'endroit de l'implantation du barrage déversoir peut être modélisé par la relation suivante :

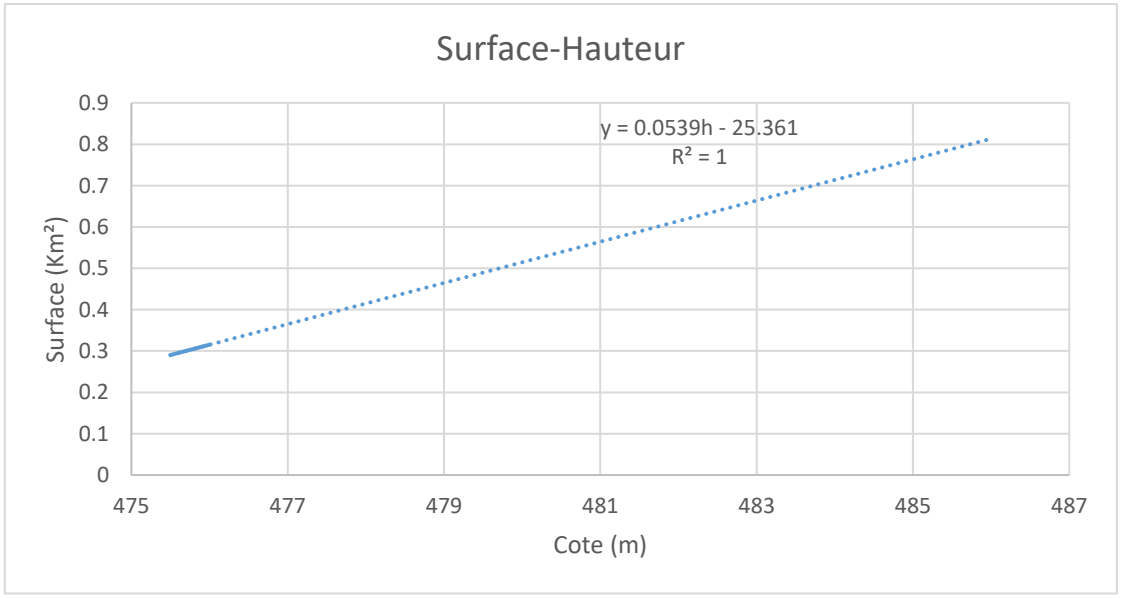


Figure IV. 7. Modélisation de la courbe surface hauteur à partir du NNR.

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage f(Qs) = (2S/Δt+Qs). Initialement le débit de sortie Qs = 0 m³/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké Vs =0m³.

La valeur maximale de débit d'entrée Qe =2969.04 m³/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H : 2969.0 = 541.95 $H^{3/2}$, soit H_{max} = 5 m.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau IV.3.

Tableau IV. 3. Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H (m)	Cote (m)	A (Km²)	S (Mm³)	O (m³/s)	2S/Δt +O
0.25	476.25	0.3089	0.156	33.19	33.238
0.50	476.5	0.3224	0.162	93.89	93.934
0.75	476.75	0.3358	0.168	172.49	172.532
1.00	477	0.3493	0.174	265.56	265.607
1.25	477.25	0.3628	0.180	371.13	371.180
1.50	477.5	0.3763	0.186	487.86	487.915
1.75	477.75	0.3897	0.192	614.78	614.831
2.00	478	0.4032	0.198	751.11	751.169
2.25	478.25	0.4167	0.204	896.26	896.319
2.50	478.5	0.4302	0.210	1049.71	1049.773
2.75	478.75	0.4436	0.216	1211.04	1211.105
3.00	479	0.4571	0.222	1379.89	1379.947
3.25	479.25	0.4706	0.228	1555.92	1555.979
3.50	479.5	0.4841	0.234	1738.85	1738.919
3.75	479.75	0.4975	0.240	1928.45	1928.515
4.00	480	0.5110	0.246	2124.47	2124.541
4.25	480.25	0.5245	0.252	2326.72	2326.792
4.50	480.5	0.5380	0.258	2535.01	2535.083
4.75	480.75	0.5514	0.264	2749.17	2749.243
5.00	481	0.5649	0.270	2969.04	2969.116

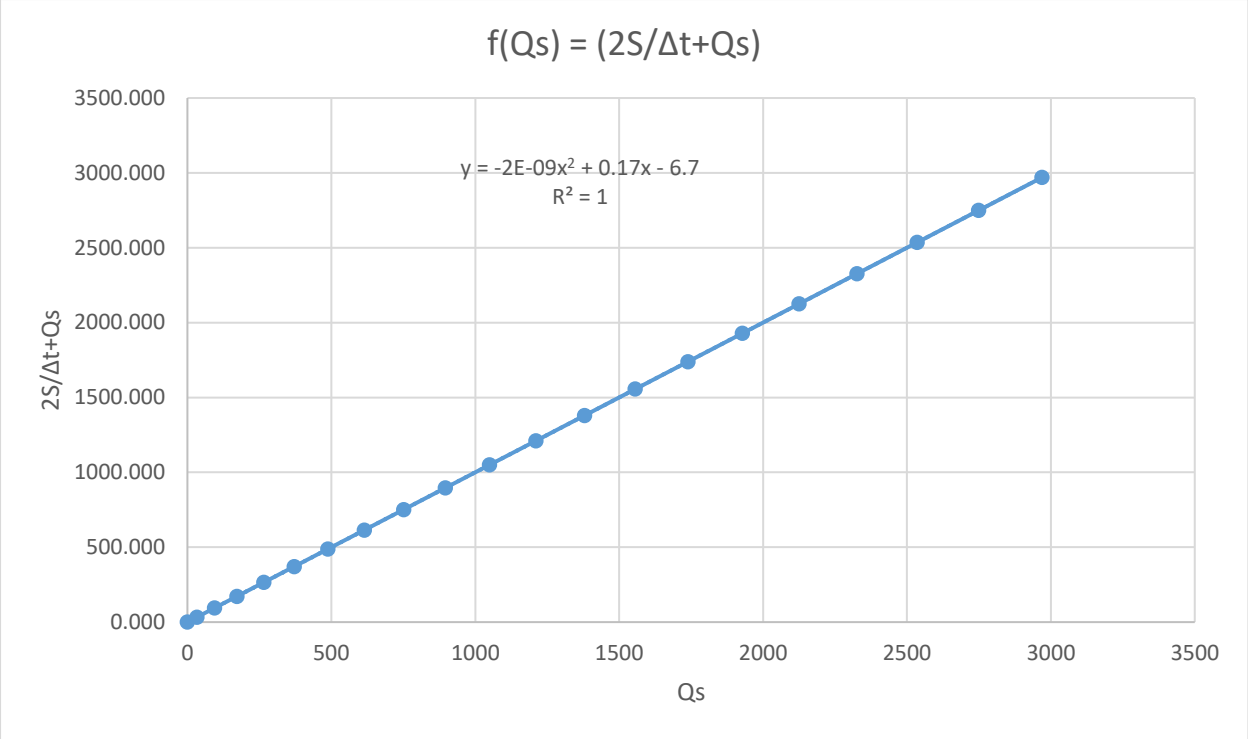


Figure IV. 8. La courbe caractéristique du barrage déversoir d'El Attouta.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$2\frac{S2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S2}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydrogramme laminée.

Tableau IV. 4. Calcul de l'hydrogramme de crue centennale de sortie du barrage déversoir d'El Attouta

t (h)	I	I_1+I_2	2S/Δt +Q	(2S/Δt +Q)-2Q	Q Lamine
0	0.00	46.39	0.00	0.00	0
2	46.39	231.96	46.39	44.02	1.19
4	185.57	603.09	275.97	195.54	40.22
6	417.52	1159.78	798.63	540.49	129.07
8	742.26	1902.04	1700.27	1135.57	282.35
10	1159.78	2829.87	3037.61	2018.19	509.71
12	1670.09	3943.26	4848.05	3213.02	817.52
14	2273.17	5242.21	7156.28	4736.34	1209.97
16	2969.04	5697.48	9978.55	6598.85	1689.85
18	2728.44	5202.46	12296.33	8128.37	2083.98
20	2474.02	4709.94	13330.83	8811.04	2259.90
22	2235.92	4249.53	13520.97	8936.51	**2292.23**
24	2013.61	3820.16	13186.04	8715.49	2235.28
26	1806.55	3420.74	12535.66	8286.30	2124.68

28	1614.19	3050.19	11707.05	7739.50	1983.77
30	1436.00	2707.43	10789.70	7134.14	1827.78
32	1271.43	2391.37	9841.56	6508.45	1666.56
34	1119.94	2100.92	8899.81	5886.96	1506.43
36	980.98	1835.01	7987.88	5285.15	1351.37
38	854.03	1592.55	7120.16	4712.50	1203.83
40	738.53	1372.46	6305.05	4174.58	1065.24
42	633.94	1173.66	5547.04	3674.32	936.36
44	539.72	995.06	4847.98	3212.98	817.50
46	455.34	835.58	4208.04	2790.63	708.70
48	380.24	694.13	3626.21	2406.65	609.78
50	313.89	569.64	3100.78	2059.87	520.45
52	255.75	461.01	2629.51	1748.85	440.33
54	205.27	367.17	2209.86	1471.89	368.99
56	161.91	287.04	1839.06	1227.17	305.95
58	125.13	219.52	1514.21	1012.77	250.72
60	94.39	163.54	1232.29	826.71	202.79
62	69.15	118.02	990.25	666.96	161.64
64	48.87	81.86	784.98	531.48	126.75
66	33.00	53.99	613.35	418.21	97.57
68	21.00	33.33	472.20	325.05	73.57
70	12.33	18.78	358.38	249.93	54.22
72	6.45	9.27	268.71	190.75	38.98
74	2.82	3.72	200.02	145.41	27.30
76	0.90	1.03	149.13	111.83	18.65
78	0.14	0.14	112.86	87.89	12.49
80	0.00	0.00	88.03	71.50	8.26
82	0.00	0.00	71.50	60.59	5.45
84	0.00	0.00	60.59	53.39	3.60
86	0.00	0.00	53.39	48.64	2.38
88	0.00	0.00	48.64	45.50	1.57
90	0.00	0.00	45.50	43.43	1.04
92	0.00	0.00	43.43	42.06	0.68
94	0.00	0.00	42.07	41.16	0.45
96	0.00	0.00	41.16	40.57	0.30
98	0.00	0.00	40.57	40.18	0.20
100	0.00	0.00	40.18	39.92	0.13
102	0.00	0.00	39.92	39.92	0.00

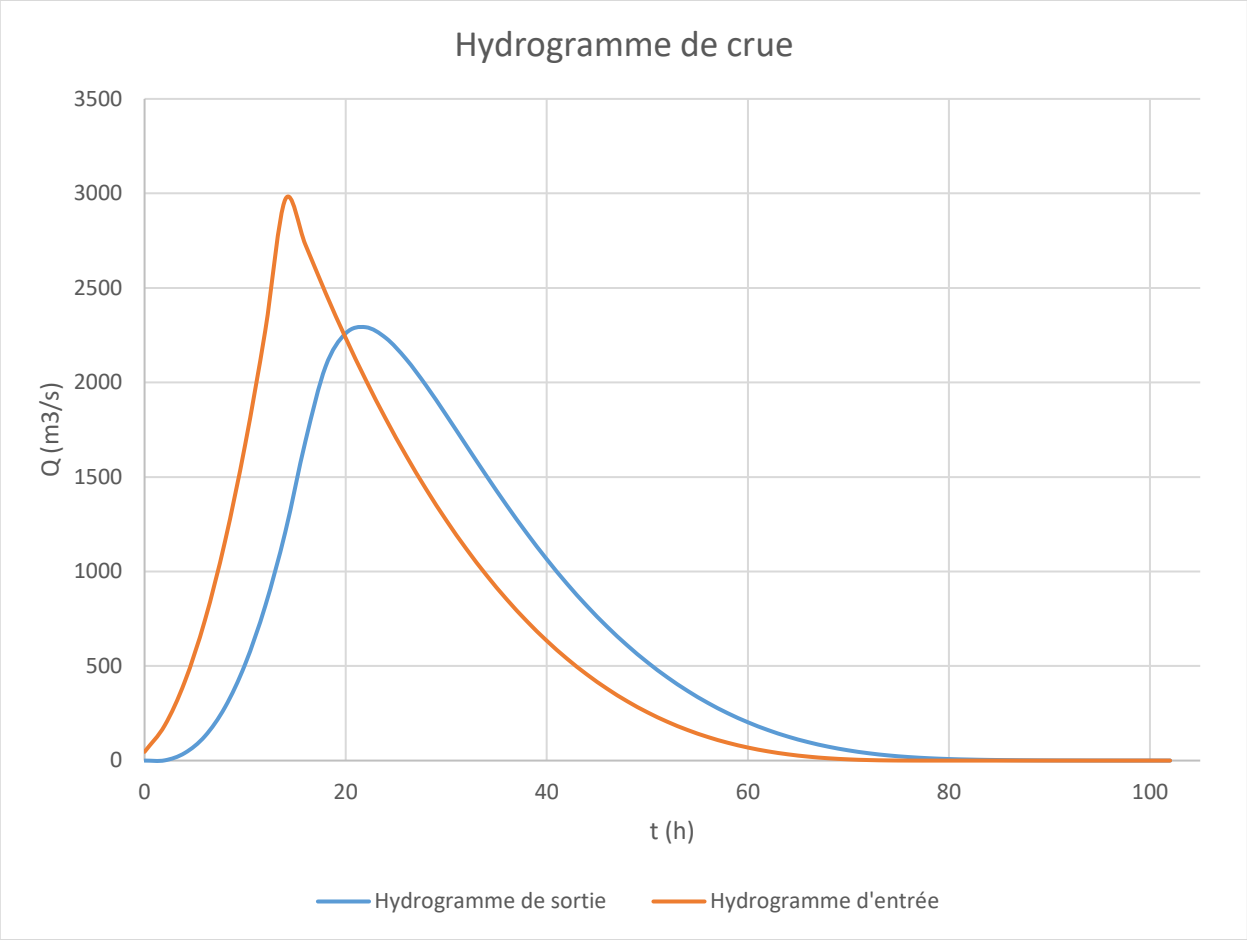


Figure IV. 1. Hydrogrammes de crues entrant et sortant

Donc le débit de sortie est estimé à 2292.23m^3/s et la charge déversante Hd = 5m.

IV.3.2. Etude de stabilité

Dans ce chapitre, nous allons analyser la stabilité de notre barrage déversoir pour qu'il puisse résister aux charges diverses telles que la poussée des terres et le poids propre de la structure.

En 1929, William Pitcher Creager (1878-1953) a basé ses recherches sur un modèle de barragedéversoir spécifique fonctionnant sous une charge de H = 1 m. Il a compilé les coordonnées x et z du profil par rapport à la surface amont de ce barrage-déversoir, comme indiqué dans le tableau si dessous :

Tableau IV. 5. Coordonnées du profil du barrage déversoir type Creager pour H = 1 m.

X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir) Y/H	Surface Extérieure Y'/H
0	0.126	-0.831
0.1	0.036	-0.803
0.2	0.007	-0.772
0.3	0	-0.74
0.4	0.007	-0.702
0.6	0.06	-0.62
0.8	0.147	-0.511
1	0.256	-0.38
1.2	0.393	-0.219
1.4	0.565	-0.03
1.7	0.873	0.305
2	1.235	0.693
2.5	1.96	1.5
3	2.824	2.5
3.5	3.818	3.66

Les coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager pour H = 5 m, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6. Coordonnées du profil du déversoir type Creager pour Hd = 5 m.

X/H	Y/H	Y'/H
0.000	0.630	-4.155
0.500	0.180	-4.015
1.000	0.035	-3.860
1.500	0.000	-3.700
2.000	0.035	-3.510
3.000	0.300	-3.100
4.000	0.735	-2.555
5.000	1.280	-1.900
6.000	1.965	-1.095
7.000	2.825	-0.150
8.500	4.365	1.525
10.000	6.175	3.465
12.500	9.800	7.500
15.000	14.120	12.500
17.500	19.090	18.300

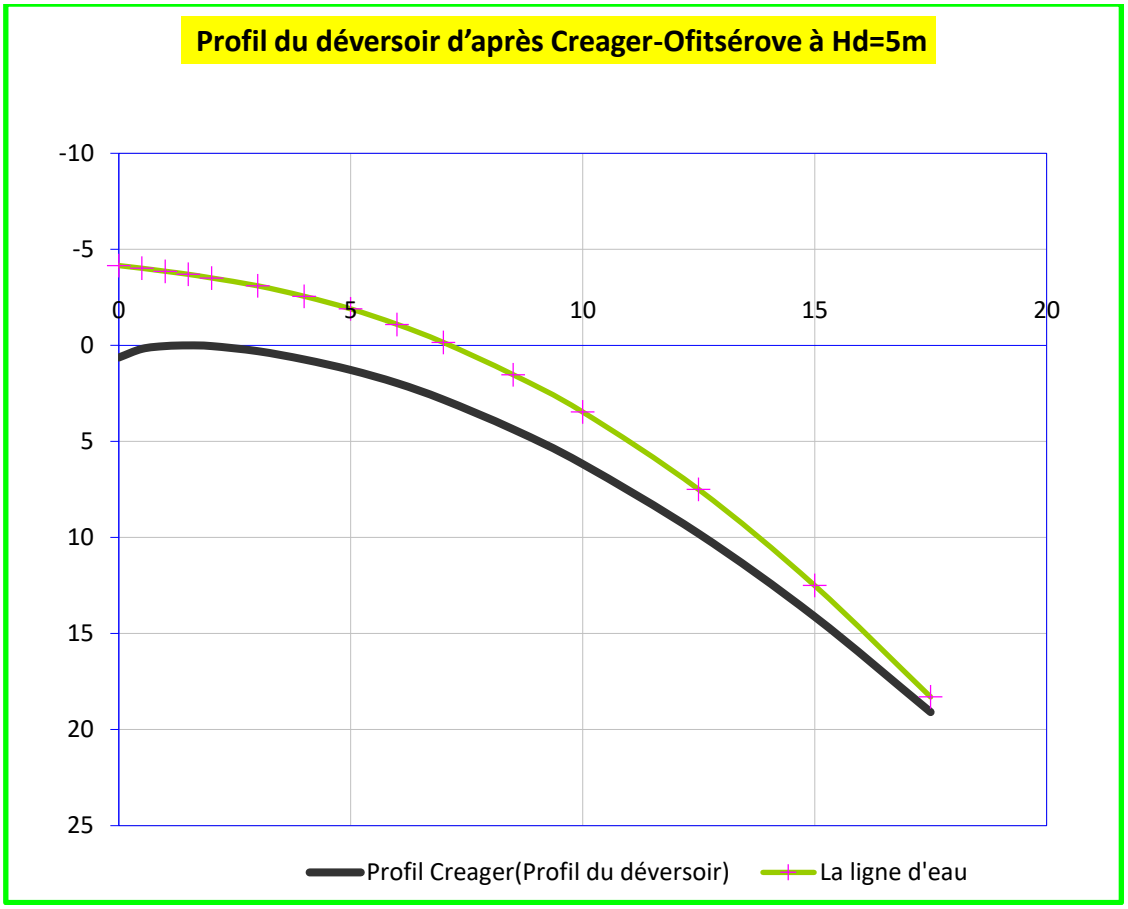


Figure IV. 10. Profil du déversoir d'après Creager pour Hd = 5 m.

IV.3.2.1. Pré-dimensionnent de l'ouvrage

Avant le calcul des forces on doit dimensionner le radier du déversoir et vérifient l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

- ✓ **L'avant radier :**

La longueur préalable de l'avant radier est fixé suivant la formule : $Lar = (0 \div 2)H1$

Les épaisseurs minimales dépendent de la hauteur d'eau H1.

- Si H1< 5m: $Tar1 = (0.4 \div 0.5)m$
- Si 5m <H1< 10m: $Tar1 = (0.5 \div 0.6)$
- Si H1 > 10m: $Tar1 = 0.75m$

$Tar2 = 0.75 + 0.05H1$

- ✓ **Le radier :**

La longueur préalable du radier est fixée suivant la formule : $Lr = (3 \div 5)H1$

Les épaisseurs minimales dépendent de H1 :

- $Tr1 = (0.25 \div 0.30)H1$
- $Tr2 = (0.13 \div 0.15)H1$
- $SP = (0.02 \div 0.05)L$, Avec $L = Lar + Lr$
- $S1 = (4 \div 7)m$
- $S2 = Tr2$
- ✓ **Risberme :**

La longueur de la risberme est : $Lrisb = (3 \div 5)H1$

L'épaisseur de la risberme est : $Trisb = (0.1 \div 1.0)m$

Les résultats du pré-dimensionnement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7. Résultat du pré-dimensionnement de l'ouvrage.

Grandeur		**Symbole**	**Formule**	**Valeur**	**Unité**
Hauteur d'eau au bief amont		H_1	$H_{dev} + P$	11.5	m
Avant radier	Longueur	L_{ar}	$(0 \div 2)H_1$	11.5	m
	Epaisseurs	T_{ar1}	$T_{ar1} = 0.75m.$	0.75	m
		T_{ar2}	$0.75 + 0.05H_1$	1.325	m
Radier	Longueur	L_r	$(1.25 \div 2.5)H_1$	28	m
	Epaisseurs	T_{r1}	$(0.25 \div 0.30)H_1$	2.875	m
		T_{r2}	$(0.13 \div 0.15)H_1$	1.5	m
		T_{r3}	$S_p + T_{r2}$	2.675	m
		T_{r4}	$T_{r1} - 0.5$	2.37	m
		S_1	$(4 \div 7)m$	3	m
		S_2	T_{r2}	1.5	m
		S_P	$(0.02 \div 0.05)L$	1.5	m
Risberme	Longueur	L_{risb}	$(3 \div 5)H_1$	35	m
	Epaisseur	T_{risb}	$(0.1 \div 1.0)m$	0.5	m

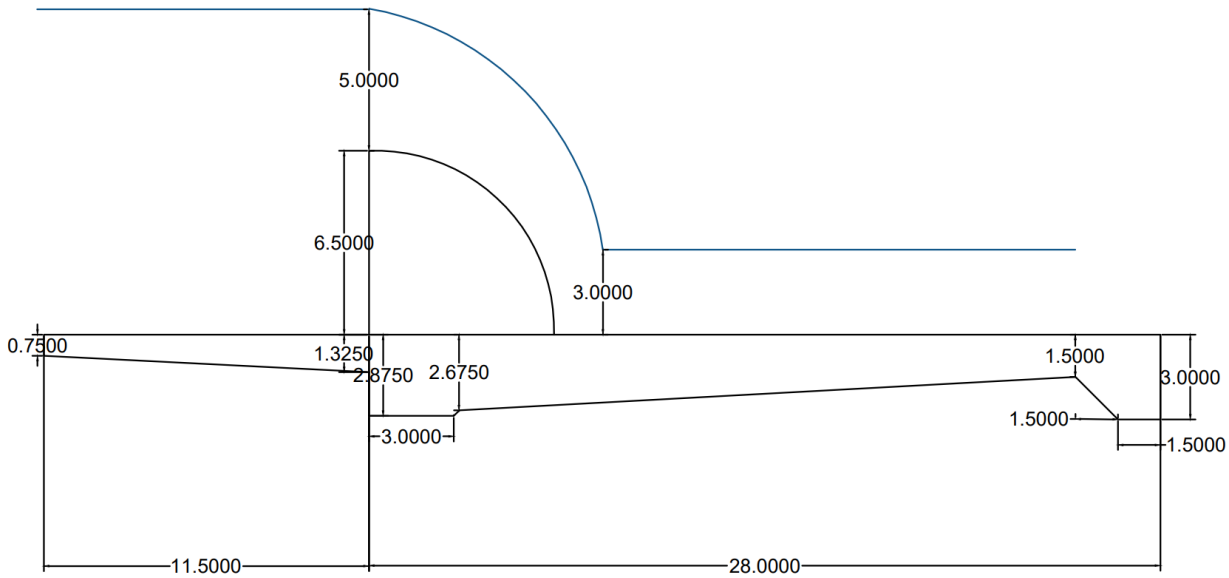


Figure IV. 11. Redimensionnement du barrage déversoir.

IV.3.2.2. Méthode du contour linéaire : (Règle de BLIGH)

Pour calculer la stabilité, il est nécessaire de déterminer d'abord l'épure des sous-pressions en utilisant la méthode de Bligh.

Présupposés de la méthode

- Le sol est uniforme. Selon l'hypothèse, elle est vérifiée.
- On considère que la répartition des sous-pressions est linéaire.
- La condition à vérifier est que la longueur du conteur déployé (LCD) est supérieure à la longueur du conteur théorique de Bligh (Lth).

Avec :

$$\boldsymbol{L_{th} = C.\Delta H = C.(H_1 - H_2)}$$

Avec :

- **C :** coefficient de proportionnalité de BLIGH (1910), qui dépend de la nature du sol de fondation, dans notre cas on prend C=3.9.

✓ **Vérification de la condition de Bligh**

$\Delta H = 11.5 - 3 = 8.5\text{m}$

Donc :

$$L_{th} = 8.5\ x\ 3.9 = 33.15\ m$$

Et:

$L_{cd} = T_{ar1} + a + b + S_1 + c + d + e + S_2 + T_r 3 = 45.55\ m$

$On: L_{cd} > L_{th}$, Alors la condition de Bligh est vérifiée.

✓ **Calcul des sous pression et l'épaisseur du radier**

$$\frac{\Delta H}{L} - \frac{h_x}{l_x} \mapsto h_x = \frac{\Delta H}{L}.l_x$$

$$t_s = \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right).h_s.k$$

Avec :

- t_s : Épaisseur de radier (de Bligh).
- γ_w: Poids spécifique de l'eau. (γ_w=1000Kgf/m3) ;
- γ_b: Poids spécifique de béton. (γ_b=2400Kgf/m3) ;
- **n** : coefficient de sécurité varie en fonction de la classe de l'ouvrage (n=0.85 ÷ 1.25).

On prend n=1.25

Tableau IV. 8. Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
$lx(m)$	0	3	4.5	6.6213	28.453	28.7358	31.7358	33.2858	44.8	45.55
$hx(m)$	0	0.56	0.84	1.24	5.31	5.36	5.92	6.21	8.36	8.50
$Ts\ (m)$	0	0.47	0.70	1.03	4.42	4.47	4.94	5.18	6.97	7.08
$Tpré(m)$	0	3	3	1.5	2.675	2.875	2.875	1.325	0.75	0
$Td(m)$	0	3	3	1.5	3.5	4	4	2	1	0

IV.3.2.3. Détermination des sollicitations de charges sur le barrage déversoir

Dans l'analyse de l'équilibre global d'un barrage-poids, le barrage est modélisé comme un bloc rigide soumis à des forces extérieures, des sous-pressions et des réactions des fondations. La sécurité est évaluée en tenant compte des mécanismes de rupture possibles, tels que le glissement, le renversement ou le poinçonnement.

1. Charges verticales

✓ **Sous pressions :**

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau s'y infiltre progressivement en raison de la porosité, des fissures ou des fractures présentes dans la roche. Ces interstices sont occupés par de l'eau, qui exerce une pression sur les parois. Cette pression revêt une importance particulière pour la stabilité de l'ouvrage, notamment au niveau de la surface de contact entre le béton et le rocher.

➢ Sous pressions dynamiques : qui agit sur toute la fondation (radier + avant radier) :

$$\boldsymbol{F_{sp}^{d} = \gamma_w \times S_{sp}^{d} \times l}$$

Avec :

- $\boldsymbol{F_{sp}^{d}}$: Sous pression dynamique par mètre linéaire en (KN)
- $\boldsymbol{S_{sp}^{d}}$: Air de l'épure des sous pressions (m2) S_{sp}^{d} = ½ (L_{CD} * ΔH) = 193.6 m²
- $\boldsymbol{\gamma_w}$**:** Poids volumique de l'eau (KN/m^3)
- : Largeur du déversoir (m).

Donc: $\boldsymbol{F_{sp}^{d} = 193.6\ t}$

➢ Sous pression statiques :

$$\boldsymbol{F_{sp}^{s} = \gamma_w \times S_{sp}^{s} \times l}$$

Avec :

- $\boldsymbol{S_{sp}^{s}}$: Air de l'épure des sous pression statique (m2). $S_{sp}^{s} = L_r \times h_{aval} = 84\ m^2$

Donc: $\boldsymbol{F_{sp}^{s} = 84\ t}$

✓ **Poids propre du corps du barrage**

Cette pression contribue favorablement à la stabilité de l'ouvrage. Il est donc essentiel d'évaluer avec précision le poids volumique de la maçonnerie, qui doit être garanti lors de la mise en œuvre. Ce poids volumique est estimé à 24 000 N/m³. Le poids total du barrage se traduit par une force verticale agissant au niveau de son centre de gravité.

$$P_{pc} = \gamma_b \times S_{pc} \times l = \frac{1}{2}.\gamma_b.{h_b}^2.g$$

Avec :

- P_{pc} **:** Poids du corps du barrage par mètre linéaire
- S_{pc} : Aire du corps du barrage (m2).
- γ_b: Poids volumique de béton (t/m3)
- h_b: Hauteur du barrage = 6.5 m

Donc: $P_{pc} = 497.367\ t$

✓ **Poids de la colonne d'eau au bief amont**

$$(P_{ph})^{Am} = \gamma_w \times S_{ph}^{am} \times l$$

➢ Conditions normales :

$$P_{ph1}^{am} = \gamma_w.{h_{NNR}}^2.g.m$$

Donc: $P_{ph1}^{am} = 207.24\ t$

➢ Conditions exceptionnelles :

$$P_{ph2}^{am} = \frac{1}{2}\gamma_w.{h_{PHE}}^2.g.m$$

Donc: $P_{ph2}^{am} = 648.69\ t$

✓ **Poids de la colonne d'eau au bief aval**

$$(P_{ph})^{Av} = \gamma_w \times S_{ph}^{av} \times l$$

Donc: $(P_{ph})^{Av} = 44.145\ t$

2. Charges horizontales

✓ **Poussées hydrostatique à l'amont**

L'eau exerce d'abord une pression hydrostatique sur le parement amont de l'ouvrage. À une profondeur z, cette pression hydrostatique est donnée par $\mathbf{Pe = \gamma_w \times z}$ ou γ_w représente le poids volumique de l'eau. La poussée résultante **Pe** agit au tiers inférieur de la hauteur $\mathbf{H_b}$ de

l'ouvrage, avec une répartition de la pression suivant un diagramme triangulaire. La valeur de cette poussée est : $\gamma_w H^2$.

Lorsque l'ouvrage déverse avec une charge h, le diagramme des pressions prend la forme d'un trapèze. Dans ce cas, la poussée totale est modifiée pour intégrer cette surcharge, et sa valeur est recalculée en fonction des nouvelles conditions hydrauliques.

$$\boldsymbol{P_w = \gamma_w (H + 2h) H}$$

- Conditions normales :

$$\boldsymbol{P_{w1} = \frac{1}{2} . g . h_{NNR}{}^2 - g . \gamma_w}$$

Donc: $\boldsymbol{P_{w1} = 197.43\ t}$

- Conditions exceptionnelles :

$$\boldsymbol{P_{w2} = \frac{1}{2} . g . h_{PHE}{}^2 - g . \gamma_w}$$

Donc: $\boldsymbol{P_{w2} = 638.88\ t}$

✓ **Poussées hydrostatique à l'aval**

$$\boldsymbol{P'_w = \frac{1}{2} \gamma_w h_{aval}{}^2 g - g . \gamma_w}$$

Donc: $\boldsymbol{P'_w = 34.34\ t}$

3. Calcul de la charge sismique

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

✓ **Une force horizontale vers l'aval**

L'accélération de séisme α est de 0,3 g lorsque l'on applique le centre de gravité du corps du barrage et en fonction du poids.

$$\boldsymbol{F_h = \alpha . P_{pc}}$$

Avec :

$\boldsymbol{F_h}$: Force horizontale provoquée par le séisme.

Donc: $\boldsymbol{F_h = 149.21\ t}$

- ✓ **Une verticale vers le haut**

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

Donc : $\boldsymbol{F_v = 74.6\ t}$

IV.3.2.4. Stabilité au glissement

La stabilité au glissement, par rapport à une section critique, se définit généralement comme le rapport entre la somme des forces verticales (Fv) et la somme des forces horizontales (Fh). Cette stabilité doit être suffisante pour garantir la sécurité de l'ouvrage contre les risques de glissement.

$$\frac{N}{T} \geq F_g$$

Avec :

- **N** : Effort vertical (normal) résultant
- **T** : Effort horizontal (tranchant) résultant
- **F_g**: Coefficient de sécurité au glissement doit être vérifié pour :
  - Combinaison de charges normales (usuelles) : F_g = 1.33 (NNR).
  - Combinaison de charges exceptionnelles (inusuelles) : F_g= 1.1 ($NPHE$).
  - Combinaison de charges extrêmes : F_g = 1.05 (NNR + $séisme\ maximal$).

1. Conditions normales

N = $\sum F_v = P_{pc} - F_{sp}^{d} - F_{sp}^{s} + P_{ph1}^{am} + P_{ph}^{av}$

T = $\sum F_H = P_{w1} - P_h^{av}$

Donc: $\sum F_v = 433.152$ t

$\sum F_H = 163.09\ t$

$\frac{N}{T} = 2.68 \geq 1.33$ Condition vérifiée.

Alors la stabilité au glissement est vérifiée dans les conditions normales.

2. Conditions exceptionnelles

N = $\sum F_v = P_{pc} - F_{sp}^{d} - F_{sp}^{s} + P_{ph2}^{am} + P_{ph}^{av}$

T = $\sum F_H = P_{w2} - P_h^{av}$

Donc: $\sum F_v = 912.602\ t$

$\sum F_H = 604.54\ t$

$\frac{N}{T} = 1.51 \geq 1.1$ Condition vérifiée.

Alors la stabilité au glissement est vérifiée dans les conditions exceptionnelles.

3. Conditions extrêmes (cas d'un séisme)

N = $\sum F_v = P_{pc} - F_{sp}^d - F_{sp}^s + P_{ph1}^{am} + P_{ph}^{av} - Fv$

T = $\sum F_H = P_{w1} - P_h^{av} + Fh$

Donc: $\sum F_v = 363.55\ t$

$\sum F_H = 312.3\ t$

$\frac{N}{T} = 1.16 \geq 1.05$ Condition vérifiée.

Donc, la stabilité au glissement est vérifiée dans les conditions extrêmes (cas d'un séisme).

IV.3.2.5. Stabilité au renversement

Le renversement représente le deuxième mode direct de rupture d'un barrage-poids. Ce type de défaillance survient lorsque les forces horizontales agissant sur le barrage deviennent supérieures aux forces verticales, déplaçant ainsi la résultante de toutes les forces (y compris les forces de sous-pressions) en dehors des limites de la surface de base de l'ouvrage. Lorsque cette résultante se situe significativement à l'extérieur du tiers central de la base, une fissure horizontale de traction peut apparaître à l'amont. Cela entraîne une réduction importante de la résistance au cisaillement et une augmentation des sous-pressions, ce qui peut initier une rupture par renversement, suivie d'un glissement.

L'objectif est donc de s'assurer que, sous l'effet des diverses sollicitations, l'ouvrage ne bascule pas autour de l'axe A. La condition à vérifier est :

$$\sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{M_{+/A}} \geq \sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{M_{-/A}} \quad \boldsymbol{gn} \leftrightarrow \frac{\sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{M_{+/A}}}{\sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{M_{-/A}}} \geq \boldsymbol{F_0}$$

Avec :

- $\sum_{i=1}^{n} M_{+/A}$: Somme des moments des forces stabilisatrices
- $\sum_{i=1}^{n} M_{-/A}$: Somme des moments des forces déstabilisatrices
- F_0 : coefficient de sécurité et fonction de la combinaison de charges (Kennard et *al.*, 1996).

Il est nécessaire de vérifier les coefficients de sécurité au renversement :

- Pour les charges normales (usuelles) : F_0 = 1.5 (NNR) ;
- Combinaison de charges exceptionnelles : F_0 = 1.25 (NPHE) ;
- Combinaison de charges extrêmes : F_0 = 1.1 (NNR + séisme maximal).

Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

1. Conditions normales

MS = 2772.18 t.m

MR = 1348.75 t.m

$$\frac{MS}{MR} = 2.05 > 1{,}5 \qquad \text{Condition vérifiée}$$

✓ La stabilité lors du renversement dans les conditions normales est vérifiée.

2. Conditions exceptionnelles

MS = 5329.58 t.m

MR = 3941.6 t.m

$$\frac{MS}{MR} = 1.35 > 1{,}25 \qquad \text{Condition vérifiée}$$

✓ La stabilité lors du renversement dans les conditions exceptionnelles est vérifiée.

3. Conditions extrêmes (cas d'un séisme)

MS = 2051.34 t.m

MR = 1826.95 t.m

$$\frac{MS}{MR} = 1.12 > 1{,}1 \qquad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc, La stabilité lors du renversement dans les conditions extrêmes est vérifiée.

IV.3.2.6. Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol.

$$\boldsymbol{\sigma_{portante} > \sigma_{moy}}$$

1. **La capacité portante du sol**

$$\sigma_{portante} = 0.5 \times b \times \gamma_{sol} \times N_\gamma + \gamma_{sol} \times N_c + \gamma_{sol} \times C \times N_q$$

Avec :

- **b :** La largeur du radier
- $\boldsymbol{\gamma_{sol}}$: Poids volumique du sol ($\gamma_{sol} = 1.76\ t/m^3$)
- **C** : l'ancrage = T_{ar1}
- $\boldsymbol{N_\gamma, N_c, N_q}$: Facteurs de portance de TERZAGHI, dépondent de l'angle de frottement

D'après TERZAGHI, pour φ=30° ; N_γ= 22.4 ; N_c=30.14 ; N_q=18.4 .

2. **Contraintes maximales et minimales du radier**

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}}$$

Donc: $\boldsymbol{\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}}$

- **Application numérique :**
  - $\sigma_{portante} = 18.8\ tf$
  - $\sigma_{moy} = 2.72\ tf$

$\sigma_{portante} > \sigma_{moy}$ Condition vérifié

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement, renversement et poinçonnement est assurée dans les différentes conditions.

Conclusion

En conclusion, le chapitre met en évidence l'importance de la réhabilitation du barrage déversoir d'El Attouta pour garantir sa sécurité et son efficacité hydrauliques pour la protection contre les crues dans la région de Barika. Après une évaluation complète des problèmes liés à la dégradation structurelle, des solutions spécifiques ont été proposées, incluant des études hydrauliques et des renforcements en génie civil. Les analyses de stabilité (glissement, renversement et poinçonnement) confirment que les interventions envisagées permettront d'assurer la pérennité et la fiabilité de l'ouvrage, contribuant ainsi à la protection des zones environnantes contre les crues.

CHAPITRE V

Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

CHAPITRE V : Diagnostic et modélisation du cours d’eau non aménagé

Introduction

Ce chapitre explore en profondeur les enjeux hydrauliques liés aux inondations dans la région de Beni Slimane, en s’appuyant sur des méthodes scientifiques rigoureuses pour soutenir une gestion efficace des risques et protéger les communautés vulnérables. Avant tout projet d'aménagement, l’étude hydraulique est une étape cruciale, car elle analyse les écoulements dans les canaux naturels et artificiels, qu’ils soient à surface libre ou sous pression, et s'assure que les canaux permettent une évacuation rapide et continue de l’eau. Nous étudierons ici le comportement hydraulique du tronçon d’Oued BARIKA traversant la ville de Barika, en modélisant l’écoulement pour déterminer les lames d'eau correspondant aux différents débits. Les résultats de cette modélisation serviront à établir des cartes de profondeur et à identifier les zones inondables. Ainsi, les données recueillies permettront de mettre en place un programme d’aménagement adapté aux exigences locales pour une meilleure gestion des crues.

V.I. Généralités

L’étude des écoulements naturels fait partie de l’hydraulique à surface libre, qui se distingue de l’hydraulique en charge par la présence d’une surface libre, c’est-à-dire une interface en contact direct avec l’atmosphère. Contrairement aux écoulements en charge, où le mouvement est entraîné par un gradient de pression, les écoulements à surface libre sont essentiellement guidés par la gravité, d’où leur appellation d’écoulements gravitaires. Ces écoulements présentent une profondeur d’eau relativement faible comparée à la longueur de l’écoulement, comme dans le cas des rivières, des fleuves ou des conduites longues. Bien que l’hydraulique à surface libre concerne principalement les cours d’eau naturels, elle inclut également les écoulements dans des canalisations partiellement remplies, telles que les réseaux d’irrigation et d’assainissement. La modélisation de ces écoulements nécessite un découpage du domaine d’étude en deux sous-domaines distincts, séparés par une interface clairement définie qui correspond à la surface libre : le volume d’eau dans la partie inférieure et l’air dans la partie supérieure du domaine.

V.1.1. Ecoulement à surface libre

Un écoulement de liquide avec une surface en contact direct avec l'air libre et soumis à la pression atmosphérique est qualifié d'écoulement à surface libre. Ce type d'écoulement est principalement entraîné par la gravité, qui agit en raison de la pente du terrain. L'hydraulique fluviale, une branche de l'hydraulique, s'intéresse à l'étude des écoulements dans des canaux naturels et artificiels à surface libre, où la pression atmosphérique est exercée sur la surface. Ces canaux, dont la forme et les dimensions de la section transversale peuvent varier, incluent les rivières, les cours d'eau et les systèmes de drainage. En hydraulique fluviale, différents types d'écoulements peuvent être observés en fonction des variations de vitesse, de profondeur et de forme du lit du canal.

V.1.2. Types d'écoulements

Les écoulements peuvent être déterminés en fonction de la variabilité des paramètres hydrauliques, comme le débit d'eau et la vitesse, en relation avec le temps et l'espace.

V.1.2.1. Variabilité dans le temps

a. Ecoulement permanent

On qualifie d'écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur ne changent pas en grandeur ni en direction au fil du temps. Cela signifie :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0$$

Il se divise en :

- Uniforme
- Non uniforme

b. Ecoulement non-permanent

On qualifie d'écoulement non permanent les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur changent en grandeur et en direction au fil du temps. Cela signifie :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} = 0$$

Il se divise en :

- Uniforme
- Non uniforme : Il se peut qu'elle varie progressivement ou rapidement.

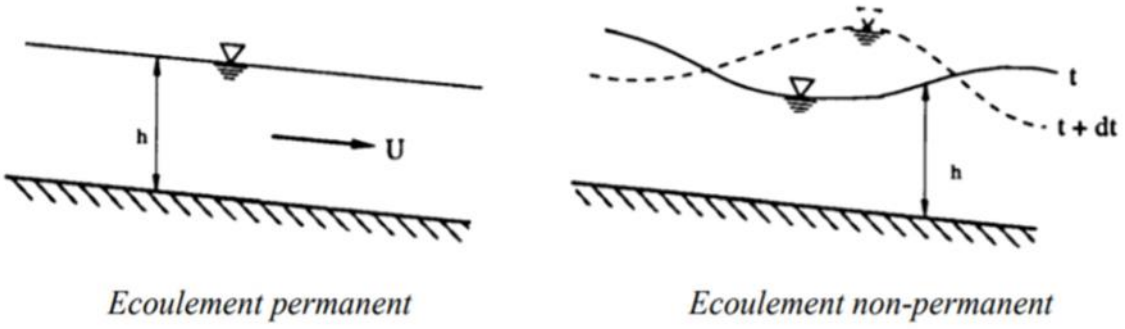


Figure V. 1. Ecoulement suivant le temps

V.1.2.2. Variabilité dans l'espace

a. Ecoulement uniforme

Si les paramètres suivants : vitesse, inclinaison, rugosité, profondeur et section demeurent constants dans l'espace, on considère que le mouvement est uniformisé. Cela signifie :

$$\frac{dv}{ds} = \frac{dQ}{ds} = \frac{dh}{ds} = \frac{du}{ds} = 0$$

b. Ecoulement non-uniforme

Dans l'espace, les paramètres suivants peuvent varier dans un écoulement : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section. Cela signifie :

$$\frac{dv}{ds} \neq \frac{dQ}{ds} \neq \frac{dh}{ds} \neq \frac{du}{ds} \neq 0$$

- **Ecoulement non uniforme graduellement varié**

Régime d'écoulement où le changement de hauteur dans le sens du mouvement est extrêmement minime, généralement si « x » se réfère à une longueur d'écoulement et « h » à une variation de hauteur, On a $\Delta h/x << 1$

- **Ecoulement non uniforme rapidement varié**

Régime d'écoulement où la fluctuation de hauteur dans le sens du mouvement est cruciale. En effet, lorsqu'il s'agit d'une singularité ou d'un ressaut hydraulique, le mouvement peut rapidement changer de régime.

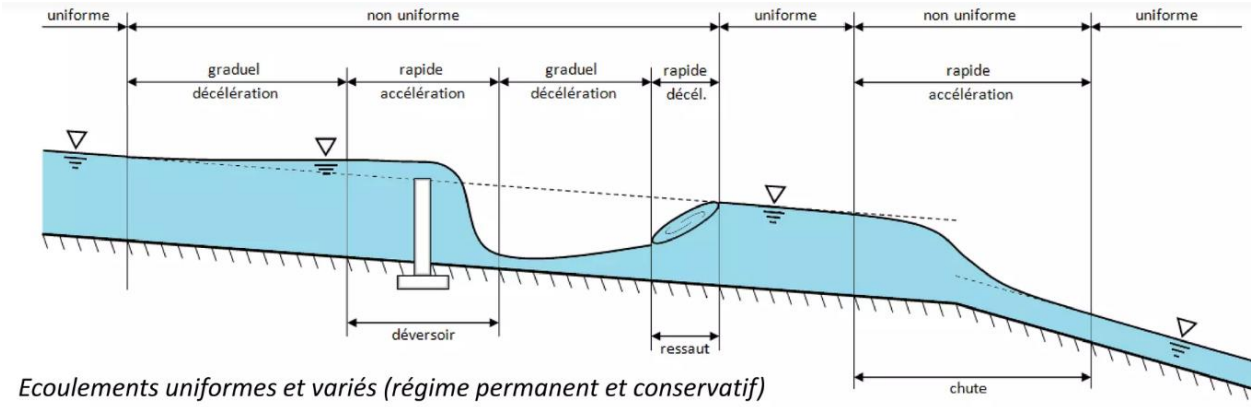


Figure V. 2. Schéma illustrant les différents types d'écoulements
(Source : Hydraulique à Surface Libre | PPT | Free Download)

V.1.3. Régime d'écoulement

On peut classer un écoulement en fonction du nombre de Froude, qui prend en compte les forces d'inertie et de gravité. Il est caractérisé par le rapport entre la force gravitationnelle et les forces d'inertie où :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD_h}}$$

Où

- v **:** Vitesse moyenne de l'écoulement ;
- Dh**:** Profondeur hydraulique ;
- g**:** Accélération gravitationnelle.

Lorsque :

- **Fr = 1 :** le régime est critique (supercritique) ;
- **Fr < 1** : le régime est fluvial (subcritique) ;
- **Fr > 1 :** le régime est torrentiel.

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.

Lorsque :

- **Yn<Yc :** écoulement uniforme torrentiel.
- **Yn>Yc :** écoulement uniforme fluvial.

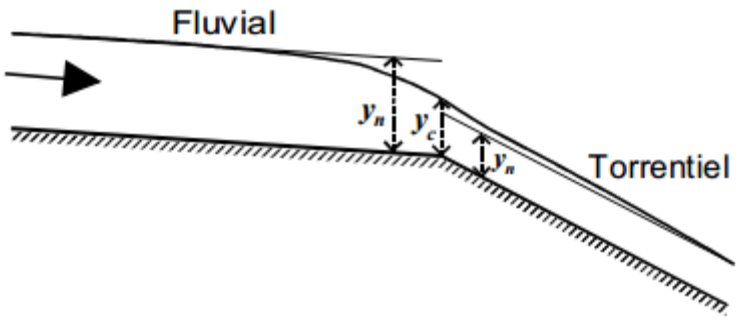


Figure V. 3. Passage du régime fluvial au régime torrentiel
(**Source** : 6 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel | Download Scientific Diagram)

Dans l'analyse hydraulique, un autre nombre non dimensionnel est combiné au nombre de Froude pour créer trois autres régimes, le nombre de Reynolds. Le rapport entre les forces de viscosité et d'inertie est appelé le nombre de Reynolds. Cela signifie :

$$\boldsymbol{Re = \frac{V.h}{v}}$$

Le nombre de Reynolds a pour fonction d'organiser les écoulements de la manière suivante

- **Re < 500 :** écoulement laminaire.
- **Re > 2000 :** écoulement turbulent.
- **500 < Re < 2000 :** écoulement de transition

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- **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.

V.1.4. Canaux à ciel ouvert

Un canal est un mécanisme de transport où un liquide circule et dont la surface libre est exposée à la pression de l'atmosphère.

V.1.4.1. Types de canaux

On peut classer les canaux en deux catégories :

1) **Les canaux naturels**

Les cours d'eau naturels désignent ceux qui se trouvent naturellement sur (ou sous) la terre, comme les ruisselets, les torrents, les rivières, les fleuves et les estuaires.

Généralement, les caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux naturels présentent une irrégularité notable.

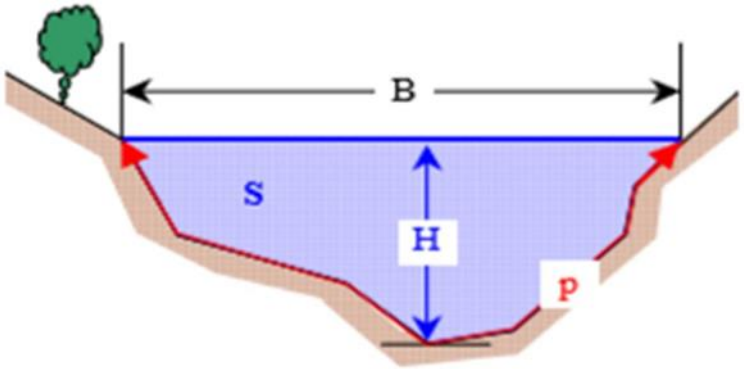


Figure V. 4. Canal naturel (Source : *Wikipédia*)

- **S_m :** Section d'écoulement (ou section mouillée), partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
- **P_m :** Périmètre mouillé, longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.
- **B :** Largeur au miroir, largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
- **H :** Tirant d'eau, profondeur maximale d'une section d'écoulement.

2) Les canaux artificiels

Il s'agit de rivières créées par les hommes, comme : les canaux découverts édifiés au-dessus du sol (canaux pour la navigation, l'adduction et l'évacuation, l'irrigation et le drainage) ou les canaux couverts où les liquides ne correspondent pas à toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les caractéristiques hydrauliques des canaux artificiels sont habituellement plutôt stables. La mise en œuvre de la théorie hydraulique produit généralement des résultats satisfaisants.

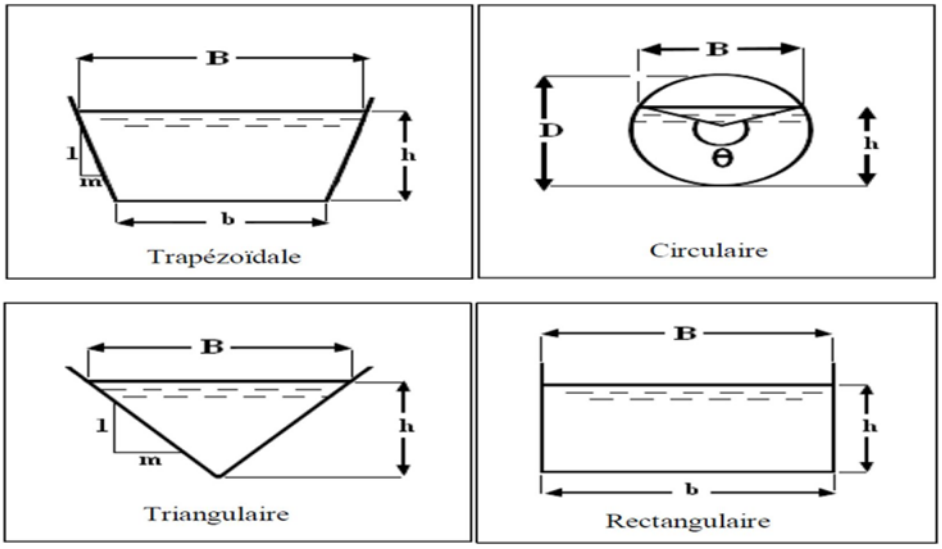


Figure V. 5. Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

V.1.4.2. Propriétés des canaux

1) Propriétés géométriques

Les éléments géométriques suivants (Figure IV.6) constituent un canal. Selon Graf et Altinakar en 2000.

- Le segment transversal A ;
- Le segment mouillé Sm ;
- Le périmètre mouillé Pm ;
- Le rayon hydraulique Rh correspond au rapport entre le segment mouillé et le périmètre mouillé.

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

- La largeur surface du canal b correspond à la distance entre les rives opposées ;
- La profondeur hydraulique D_h du canal est défini par :

$$D_h = \frac{S_m}{b}$$

- La pente de la surface libre Sw ;
- La profondeur H (tirant d'eau) ;
- La pente du fond S0.

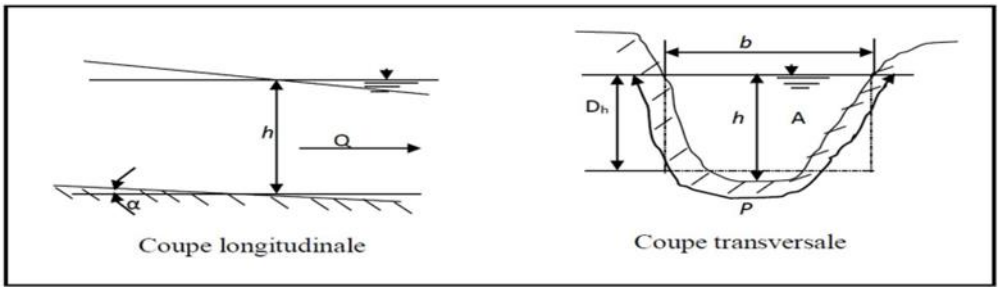


Figure V. 6. Eléments géométriques de la section (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

2) Propriétés hydrauliques

a. Poids volumique

On note le poids volumique de l'eau comme $\gamma_w = g*\rho_w$, qui correspond à 9,81Kn/m3 pour l'eau sans substances suspendues. De plus, ρ_w fait référence à la masse volumique de l'eau et correspond à 1000 kg/m3 pour celle sans substances suspendues. Enfin, **g** fait référence à l'accélération du pesant qui atteint 9,81 m/s^2.

b. Débits

Le volume d'eau traversant une section perpendiculaire à l'axe du chenal par unité de temps est appelé le débit (Q).

c. Vitesse en un point de l'écoulement

La vitesse (V) à un point d'écoulement correspond à celle de la particule qui traverse ce point au moment en question.

d. Vitesse moyenne

Selon la définition, $V = \frac{Q}{S}$ signifie que $V = \frac{\int\int vds}{S}$,

ds correspondant à un élément de surface : $S = \iint ds$.

e. Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement

La charge hydraulique fait référence à une quantité d'énergie par unité de poids du liquide. La charge à un point p sur une ligne de courant correspond à la valeur suivante :

$$H_p = Z_p + \frac{P}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Où Zp est la cote du point, P la pression en ce point, v la vitesse au point p.

f. Poussée sur une paroi du canal

L'eau produit une poussée qui correspondrait à celle qu'elle aurait si elle se trouvait au repos. La poussée sur un élément de la section S est : ***dP = Pds***, où P correspond à (γ*w*h).

g. Frottement sur une paroi du canal

Étant donné que l'eau se déplace, elle exerce une force de frottement notée :

$$\boldsymbol{dF = \tau_0 ds}$$

La force de frottement par unité de surface, également appelée contrainte tangentielle à la paroi, est déterminée par τ0 (Figure IV.7).

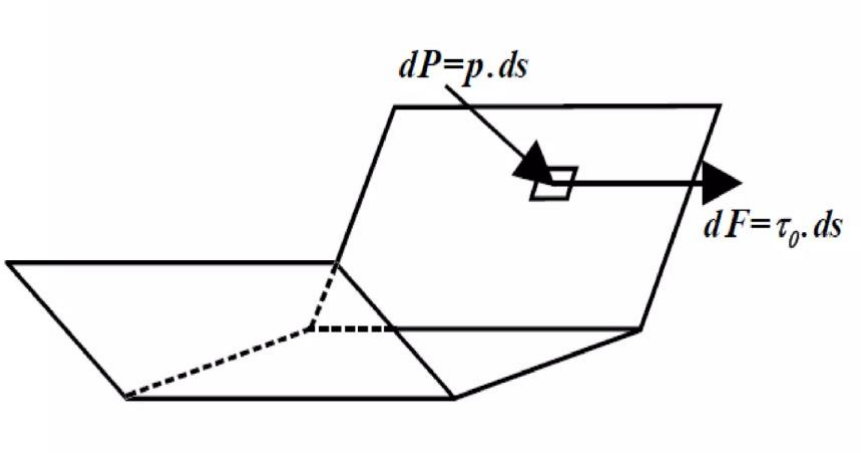


Figure V. 7. Forces appliquées par l'eau sur les parois.
Source : Hydraulique fluviale | PPT

V.1.5. Dimensionnement des canaux

Pour un flux qui varie progressivement, on peut considérer que la pente de la ligne de charge est identique à celle d'un régime homogène en toute section.

V.1.5.1. Conditions de l'écoulement uniforme

- Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- Le canal est prismatique.
- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- La pente de chaque section est constante.
- La rugosité des parois est constante.
- Les résistances locales sont absentes.

V.1.5.2. Formules de calcul

La formule de Chézy est la méthode principale pour obtenir un écoulement constant et uniforme.

La vitesse moyenne de courant se présente comme suit :

$$V = C.\sqrt{R.I}$$

En utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S$$

On obtient :

$$Q = C.S.\sqrt{R.I}$$

Avec:

- **C :** Coefficient de Chézy (m0.5/s)
- **R_h :** Rayon hydraulique étant la surface mouillée Sm sur le périmètre mouillé Pm.

$$R_h : Sm / Pm\ (m)$$

- **n :** Coefficient de rugosité
- **I :** Pente de fond du canal (radier).

V.2. Diagnostique du cours d'eau non Aménagé

Les Observations sur l'oued BARIKA ont révélé plusieurs facteurs contribuant à la formation des inondations dans la ville de Barika. Ces facteurs incluent :

- L'empiètement sur le domaine public hydraulique, avec des constructions anarchiques le long de plusieurs sections des deux rives du cours d'eau.
- Le manque d'opérations de curage et de nettoyage du lit du cours d'eau ce qui cause des dépôts des alluvions et des résultants du transport solide.
- La présence de décharges publiques dans le lit de l'oued, entravant l'écoulement de l'eau.

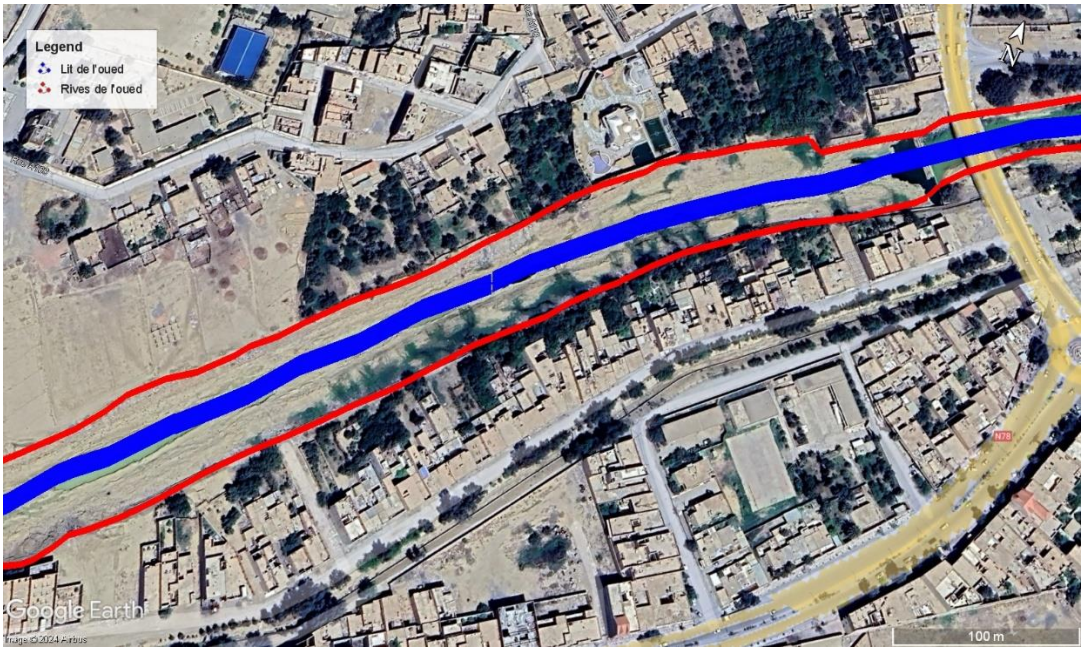


Figure V. 8. Oued BARIKA et l'urbanisation sur le lit majeur.
(Source : Google Earth Pro).

V.3. Modélisation de l'écoulement

V.3.1. Choix du type de modèle hydraulique

Le choix de recourir au HEC-RAS (VERSION 6.5) est motivé par :

- La modélisation de l'écoulement permanent et non permanent en surface libre en débordement du canal vers la zone d'inondation active ;
- Le bénéfice d'un accès gratuit et un téléchargement sans frais ;
- L'option d'incorporation d'infrastructures hydrauliques (digues, ponts, vannages...) ;
- L'utilisation des résultats cartographiques pour repérer les zones vulnérables.

V.3.2. Présentation du logiciel HEC-RAS

Le système d'analyse hydraulique HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un logiciel incorporé pour l'étude des rivières, permettant de reproduire les mouvements de surface libre. Le centre d'étude hydrologique de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE est à l'origine de sa création. Actuellement, il est employé dans de nombreuses entreprises d'ingénierie et institutions gouvernementales. HEC-RAS est équipé d'interfaces conviviales pour la personnalisation et l'édition des simulations.

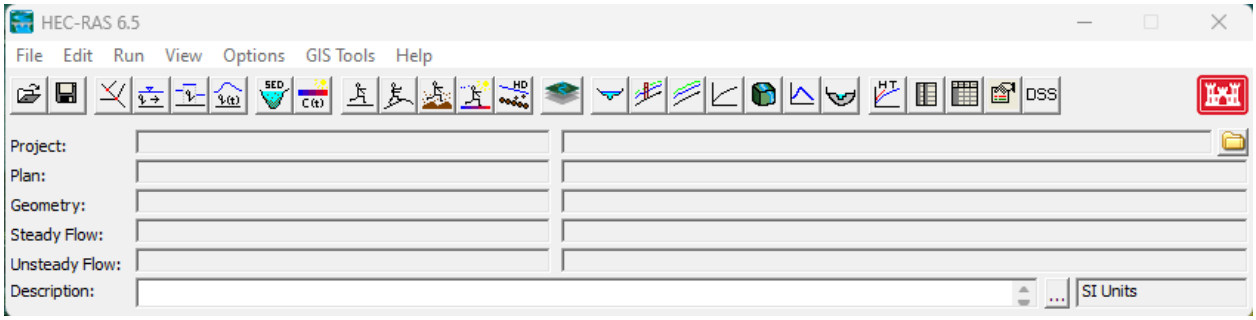


Figure V. 9. Interface du logiciel HEC-RAS (version 6.5).

V.3.2.1. Objectif du logiciel

L'objectif principal de ce programme est de réaliser des calculs hydrauliques unidimensionnels pour les réseaux de canaux naturels et artificiels. Il permet de déterminer les hauteurs de la surface de l'eau à différentes sections d'intérêt, que ce soit pour un écoulement permanent ou pour simuler un écoulement non permanent à l'aide d'hydrogrammes de crues.

HEC-RAS repose sur le modèle 1D de Saint-Venant, qu'il soit permanent ou non permanent, pour calculer la ligne d'eau en écoulement graduellement varié. Il résout l'équation de l'énergie unidimensionnelle, avec les pertes évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction et d'expansion de l'écoulement. Dans des situations d'écoulement rapidement varié, telles que les ressauts hydrauliques, les zones proches des ponts, et les confluences de rivières, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de la quantité de mouvement.

V.3.3. Etapes de simulation par HEC-RAS

Il est nécessaire de créer un nouveau projet avant d'entamer, ce qui implique le choix du nom, du titre et de la localisation du fichier.

V.3.3.1. Modélisation de la rivière (données géométriques)

La modélisation des rivières implique de déterminer la géométrie des cours d'eau analysés, incluant les segments traversés (en largeur et en profondeur), ainsi que les informations concernant les installations hydrauliques ou artères existantes (pont, déversoir...).

Initialement, au cause du manque d'un fichier des points topographiques, , nous avons télécharger un document du modèle numérique du terrain (.tif) de la zone où se situe notre zone d'étude (WGS 84 / UTM Zone 31N) grâce au site web (earthexplorer.usgs.gov). Ce document sera ensuite importé dans le logiciel HEC-RAS, accompagné d'un fichier de projection ESRI (extension de fichier.PRJ), qui renferme des détails concernant un système de coordonnées

spécifique correspondant à notre zone d'étude, que nous avons récupéré du site web « Spatial Reference ». Effectivement, ce document est indispensable pour se connecter aux cartes de base disponibles dans RAS Mapper.

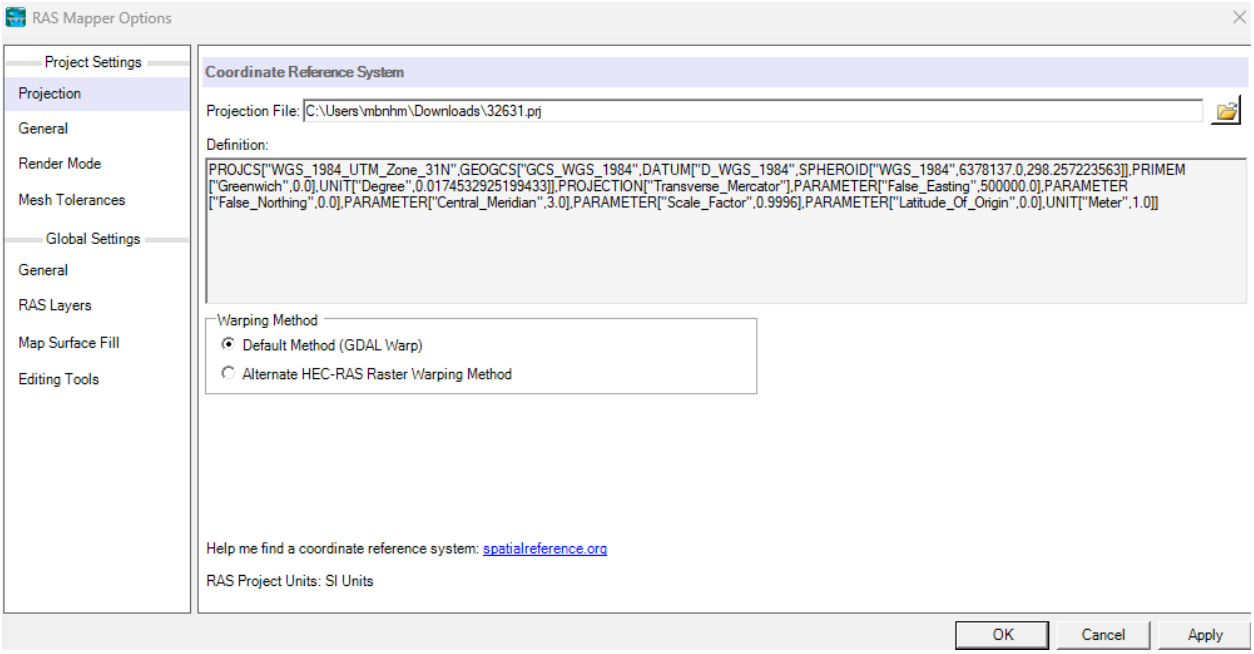


Figure V. 10. Insertion fichier de projection

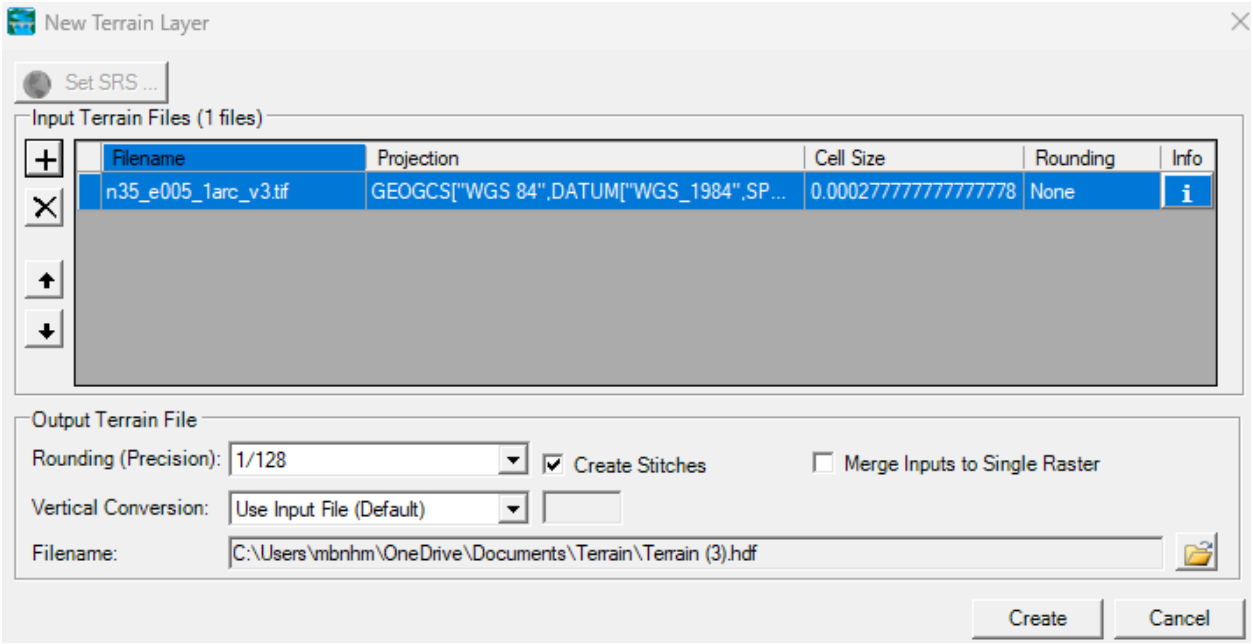


Figure V. 11. Insertion des données du terrain

Par la suite, dans RAS Mapper, nous avons dessiné l'axe de l'Oued, le lit mineur, le lit majeur et les segments transversaux.

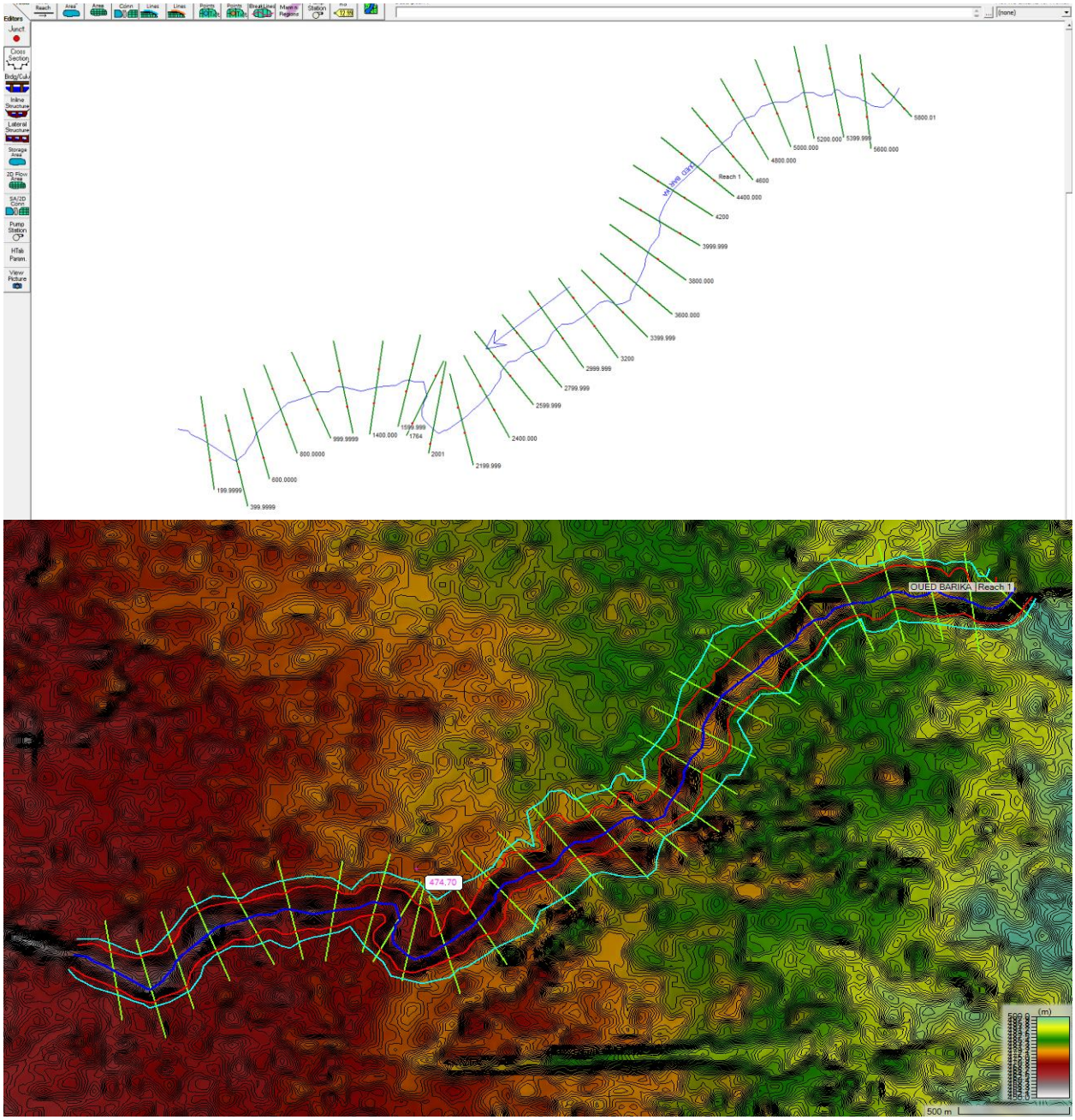


Figure V. 12. Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued BARIKA.

V.3.3.2. Données hydrométriques et conditions aux limites

La modélisation hydraulique par HEC-RAS implique de déterminer les débits d'entrées nécessaires au calcul des profils d'écoulement, tout en respectant les conditions aux limites comme le coefficient de Maning, la hauteur critique et la pente. Cela permet de procéder au calcul des profils superficiels de l'eau dans chaque section de l'oued. On peut effectuer les calculs pour plusieurs débits en parallèle, que ce soit dans le mode torrentiel, dans le mode fluvial ou dans les deux modes d'écoulement.

Dans la modélisation hydraulique, les conditions aux limites jouent un rôle crucial. En effet, lorsque des conditions limites permanentes se produisent, que ce soit en amont ou en aval, ces dernières sont nécessaires pour augmenter la surface de l'eau à chaque extrémité du cours d'eau. HEC-RAS peut ensuite entreprendre des calculs hydrauliques.

Dans notre étude, le mode d'écoulement est mixte et procède aux calculs pour les deux situations (supercritique/subcritique). Il est nécessaire d'établir les conditions limites pour les points culminants en amont et en aval. La profondeur critique a été sélectionnée comme condition.

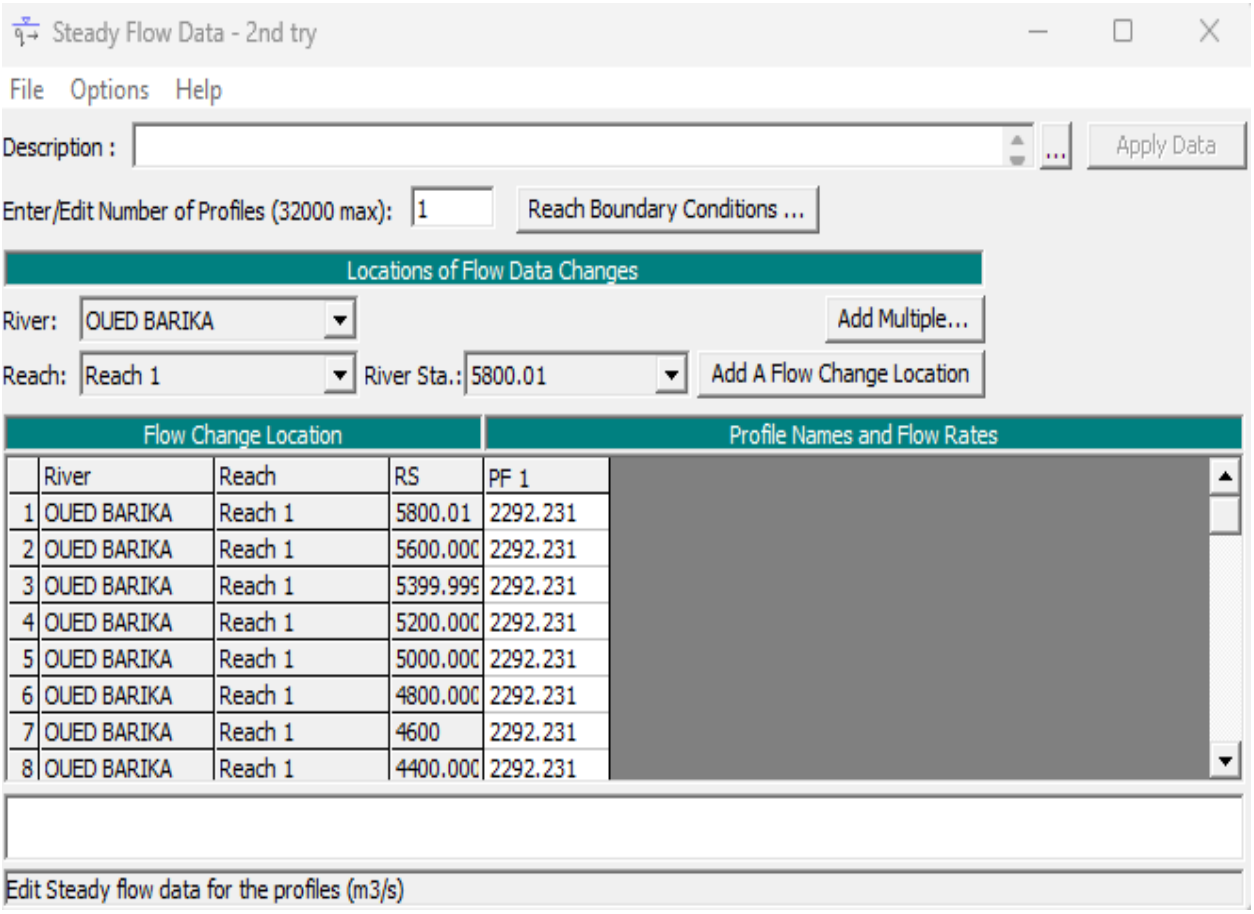


Figure V. 13. Introduction des données hydrauliques.

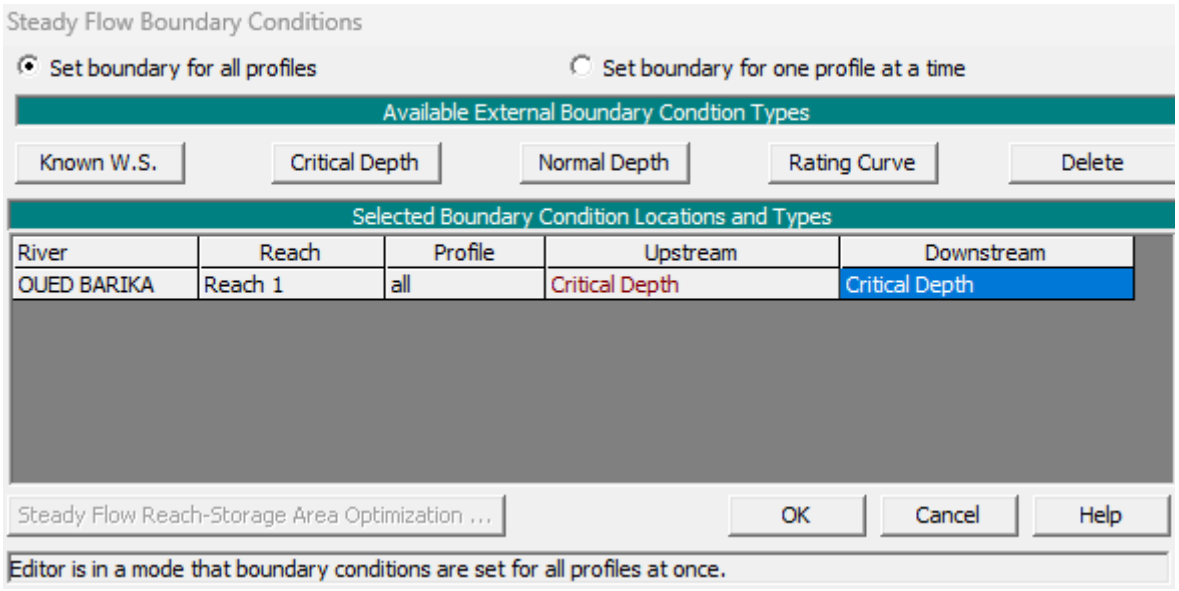


Figure V. 14. Introduction des conditions aux limites

V.3.3.3. Simulation

Une fois les informations géométriques, hydrométriques et les conditions aux limites présentées, il est nécessaire de sélectionner un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour procéder au calcul. Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

V.3.3.4. Résultat de la simulation

La saisie des données géométriques relatives aux profils des sections transversales, ainsi que les débits de pointe pour différentes périodes de retour, a été réalisée dans le logiciel HEC-RAS. Cela a permis d'effectuer les calculs nécessaires et d'extraire divers résultats, tels que la représentation en profil du tronçon simulé, le niveau d'eau correspondant à chaque période de retour sur les profils, une vue en trois dimensions du niveau d'eau dans le tronçon étudié, ainsi que les tables descriptives et la courbe de tarage.

- **Profil en long**

La ligne d'eau représente une vue en profil du tronçon d'étude avec le niveau et la surface d'eau de l'Oued et le niveau d'eau de période de retour centennale. Dans le cas de cette étude le comportement de la crue est sensible aux irrégularités de la topographie.

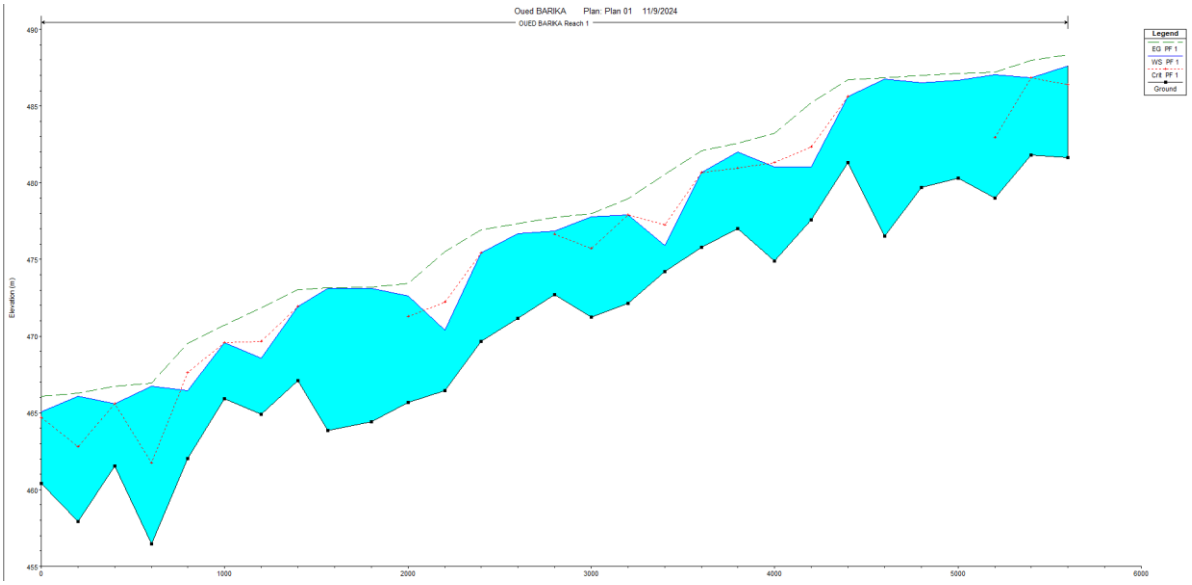


Figure V. 15. Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale.

- **Vue en trois dimensions du tronçon modélisé**

HEC-RAS offre une perspective tridimensionnelle qui simplifie le suivi du comportement des eaux de crue pendant la période de retour. L'illustration V.16 démontre que La concentration des eaux s'est effectuée dans plusieurs parties du tronçon dont on observe un débordement où la pente est relativement faible.

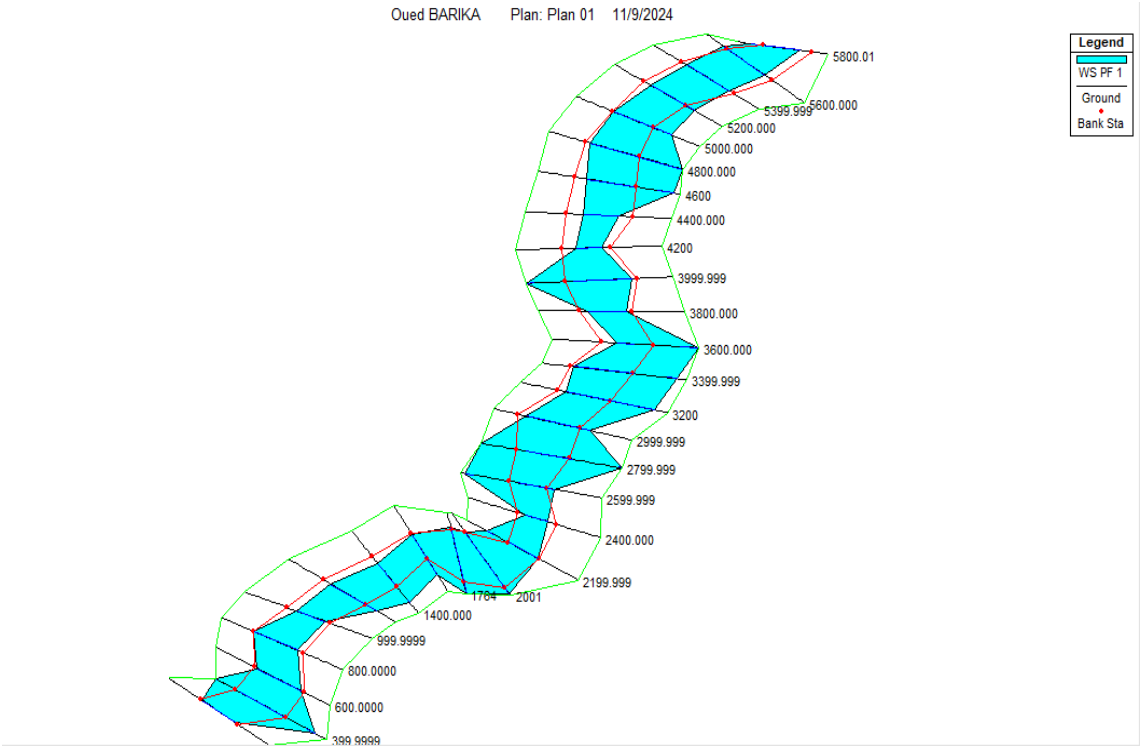


Figure V. 16. Vue en Plan en 3D de l'Oued.

- **Restitution de la courbe de tarage**

Grâce à HEC-RAS, on peut visualiser la fluctuation de la hauteur d'eau en (mètres) par rapport au débit en m3/s.

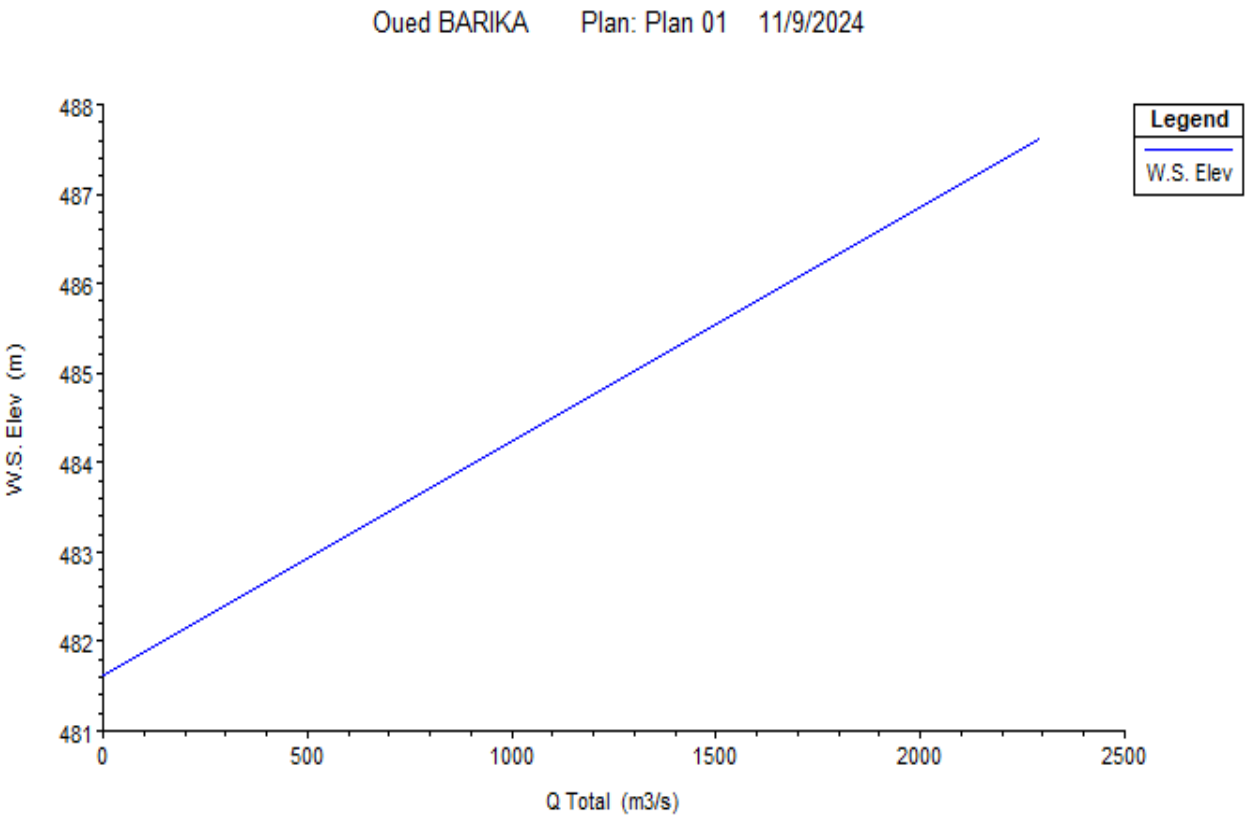


Figure V. 17. Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Barika pour le régime permanent.

- **Les profils en travers**

Cette possibilité de présenter les résultats sous forme de profil transversal permet d'obtenir le plus grand détail possible à chaque point sélectionné du tracé du cours d'eau.

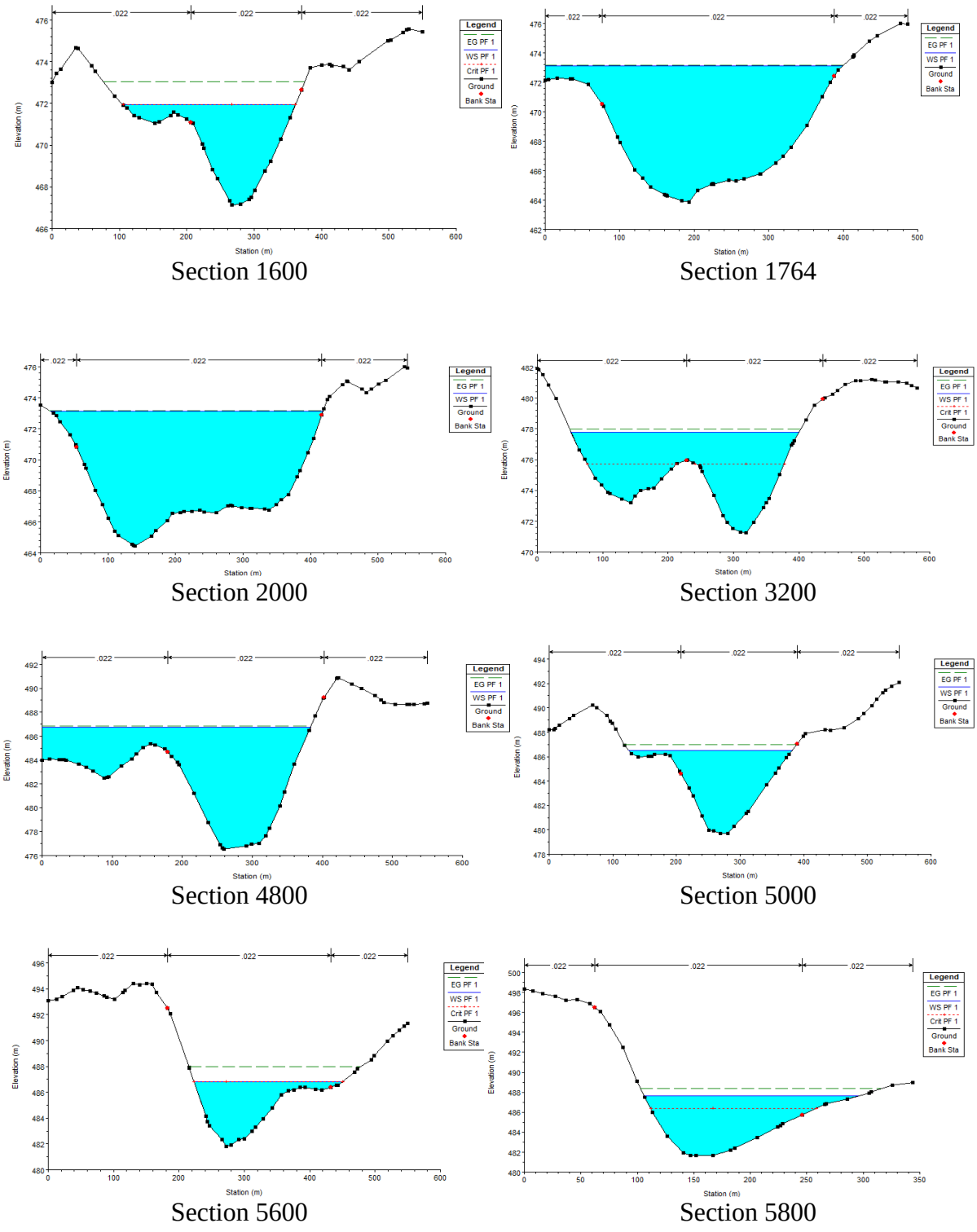


Figure V. 18. Résultats de simulation pour quelques stations.

- **Vitesse d'écoulement**

La Figure V.19 illustre comment la vitesse totale d'écoulement des eaux varie pour chaque période de retour en fonction du trajet à partir du point d'écoulement.

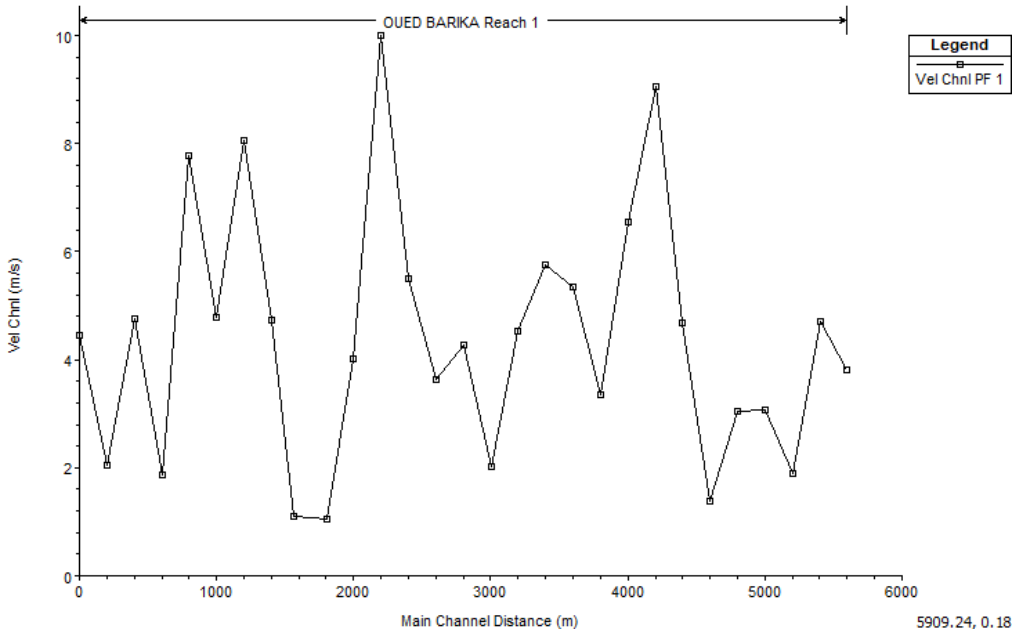


Figure V. 19. Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance.

- **Le nombre de Froude**

La Figure V.20 illustre comment le nombre de Froude varie selon chaque période de retour en fonction de la distance depuis l'exutoire.

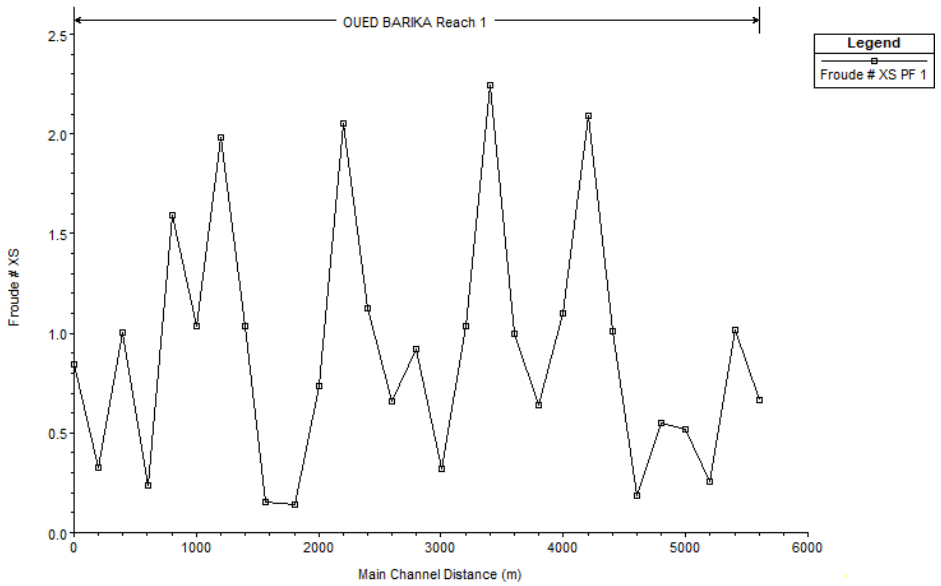


Figure V. 20. Variation du nombre de Froude en fonction de la distance

Le logiciel offre également la possibilité de générer des tableaux synthétiques de tous les paramètres hydrauliques concernant un barrage ou un autre ouvrage, une superficie de stockage pour chaque station (avec un profil en travers), ou toutes les stations simultanément.

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

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
5800	481.63	487.61	486.39	488.34	0.001048	3.82	626.6	189.73	0.6
5600	481.81	486.83	486.83	487.95	0.003482	4.7	491.85	227.89	0.98
5400	479	487.04	482.92	487.22	0.00018	1.89	1215.19	222.31	0.26
5200	480.31	486.65		487.13	0.000683	3.07	768.05	219.26	0.48
5000	479.7	486.52		486.99	0.000656	3.04	787.75	257.23	0.47
4800	476.52	486.76		486.84	0.000074	1.39	1874.5	382.88	0.17
4600	481.32	485.63	485.63	486.7	0.002952	4.67	519.51	247.62	0.92
4400	477.56	481.04	482.34	485.21	0.01673	9.04	253.44	132.61	2.09
4200	474.89	481.04	481.31	483.22	0.003814	6.54	350.65	97.68	1.1
4000	476.99	482	480.93	482.57	0.001209	3.34	693.43	251.22	0.61
3800	475.78	480.64	480.64	482.1	0.003338	5.35	428.25	146.75	1
3600	474.21	475.89	477.27	480.55	0.01476	5.74	255.58	138.49	1.78
3400	472.13	477.92	477.92	478.95	0.003462	4.53	518.47	268.98	0.97
3200	471.25	477.79	475.71	477.97	0.000313	2.01	1224.82	349.1	0.32
3000	472.7	476.83	476.64	477.76	0.002604	4.27	548.63	251.99	0.86
2800	471.14	476.68		477.35	0.001141	3.63	645.9	208.83	0.61
2600	469.67	475.4	475.4	476.92	0.002722	5.5	431.74	179	0.93
2400	466.44	470.39	472.21	475.48	0.015008	10	229.23	94.86	2.05
2200	465.67	472.61	471.28	473.44	0.001297	4.03	575.85	187.4	0.65
2000	464.43	473.12		473.18	0.000048	1.04	2227.94	403.41	0.14
1764	463.85	473.11		473.17	0.000048	1.1	2143.57	399.17	0.14
1600	467.12	471.94	471.94	473.04	0.002518	4.73	524.88	256.11	0.87
1400	464.9	468.56	469.64	471.86	0.012585	8.06	289.67	172.97	1.82
1200	465.91	469.59	469.59	470.73	0.003104	4.79	499.89	234.44	0.95
1000	462.04	466.47	467.62	469.55	0.008946	7.78	294.49	120.53	1.59
800	456.47	466.75	461.73	466.93	0.000148	1.86	1231.58	198.81	0.24
600	461.55	465.6	465.6	466.75	0.003655	4.75	482.64	212.22	1.01
400	457.92	466.08	462.81	466.29	0.000245	2.04	1131.66	284.08	0.3
200	460.4	465.09	464.71	466.1	0.002404	4.46	513.89	181.17	0.85

Avec :

- **Min Ch. El** : Altitude du radier du canal
- **W.S Elev :** Altitude du plan d'eau calculé
- **Top Width :** Largeur au miroir
- **Froude # chl :** Nombre de Froude
- **Vel Chnl :** Vitesse d'écoulement

- **Flow Area :** Section mouillée
- **E.G Elev :** Altitudes de la ligne d'énergie
- **E.G slope :** Pente de la ligne d'énergie

Interprétation :

En analysant les données du tableau, il apparaît que l'Oued est sujet à des inondations sur toute sa longueur, comme en témoignent les paramètres suivants :

- **Vitesse d'écoulement :** La vitesse varie entre 1.04 m/s (station 2000) et 10 m/s (station 2400).
- **Hauteur d'eau :** Bien que le tableau ne donne pas directement la hauteur d'eau, nous pouvons l'estimer en fonction de l'élévation de la surface de l'eau (W.S. Elev) et de l'élévation minimale du lit du cours d'eau (Min Ch El). En déduisant ces valeurs, la hauteur d'eau varie approximativement entre 1.68 m et 10.28 m.
- **Régime d'écoulement :** La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued est confirmée par le nombre de Froude, qui fluctue entre 0.14 (station 1764) et 2.09 (station 4400), indiquant des régimes allant de subcritique à supercritique.

Ces observations confirment que l'Oued présente des caractéristiques d'inondation sur l'ensemble de son parcours, avec des variations importantes de vitesse, de hauteur d'eau et de régime d'écoulement, qui nécessitent des mesures d'aménagement pour gérer les risques liés aux crues.

V.4. Les zones inondables

Suite au calcul des profils d'inondation par HEC-RAS, notre but dans ce segment est de catégoriser les zones susceptibles d'être inondées. Pour y parvenir, il faut obtenir les niveaux d'eau à divers endroits le long de l'oued.

V.4.1. Carte des profondeurs

Le logiciel HEC-RAS a effectué la simulation de l'état naturel du cours d'eau pour la crue centennale, dans le but d'identifier les points de débordement ou plus précisément la délimitation des zones inondables. Le logiciel HEC-RAS sera utilisé pour délimiter les zones inondables le long du cours d'eau. L'emploi de RAS MAPPER nous a permis d'acquérir la carte ci-dessous :

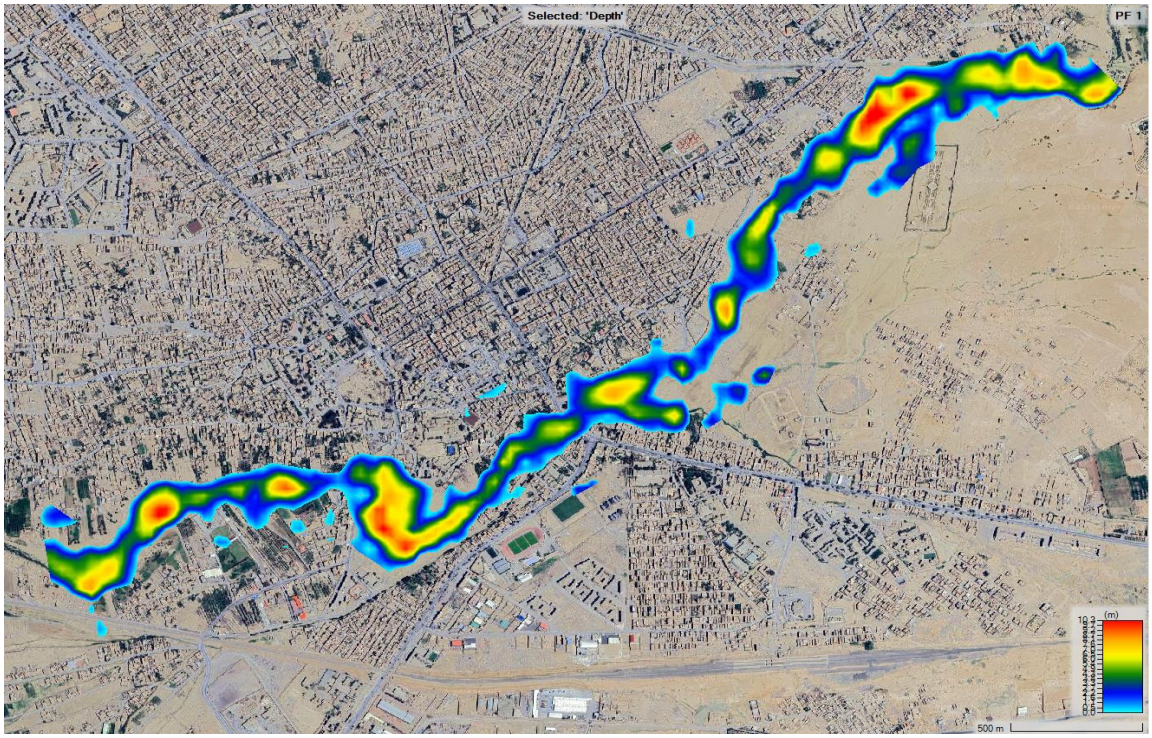


Figure V. 21. Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.

Interprétation :

La hauteur d'eau variée entre 0.10 et 10.28m. Les zones les plus inondables sont la zone nord-est et la zone sud de la ville de Barika.

V.4.2. Cartographie du risque

Cette section du projet vise à estimer le danger des inondations dans la zone d'étude en se basant sur la rapidité des cours d'eau et la profondeur de submersion du sol liées à l'aléa.

V.4.2.1. Méthodologie

Les cartes « traditionnelles » des zones inondables facilitent la détection des phénomènes associés aux crues sur le territoire de la commune. Cependant, ces documents ne mesurent pas la menace que représentent les écoulements sur ces sites. Effectivement, le concept de danger varie en fonction que le sol est sous 10 centimètres ou 2 mètres d'eau et qu'il y a des vitesses d'écoulement extrêmement basses ou plusieurs mètres par seconde. C'est pour cette raison que le concept de classe d'aléas a vu le jour ; basé sur les intensités liées aux paramètres physiques de la crue d'origine (hauteur de l'eau, vitesse d'écoulement, durée de submersion), on distingue des niveaux d'aléas.

V.4.2.2. Classes de hauteur

On peut interpoler les dimensions centennales de chaque profil en traversant les secteurs 1D grâce au traitement cartographique. En déduisant le MNT, on obtient un champ de hauteurs d'eau dans les secteurs 1D et 2D de la vallée. Il est donc possible de classer les hauteurs en fonction des seuils jugés représentatifs.

Par conséquent, trois sortes de submersion peuvent être identifiées en fonction de leur profondeur :

- Submersion faible : dont la profondeur est inférieure à 0.5 mètre (h < 0.5m);
- Submersion moyenne : dont la profondeur se situe entre 0.5 < h < 1 mètre ;
- Submersion élevée : dont la profondeur dépasse h > 1 mètre.



Figure V. 22. Carte de submersion pour la période de retour 100 ans.

V.4.2.3. Classes de vitesse

Les vitesses sont aussi classées selon les trois classes suivantes :

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



Figure V. 23. Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans.

V.4.2.4. Classes d'aléa

Dans le contexte des risques d'inondation, la mesure des imprévus peut se combiner au carrefour de deux éléments : la rapidité du débit et la profondeur de submersion. Trois zones de danger nettement repérables présentent des frontières distinctes et des teintes distinctes :

- **Zone à haut risque (symbole rouge) :** désigne la zone du territoire présentant un danger récurrent et sérieux pour la santé des individus, en raison de la profondeur de l'eau (h≥1 m), de la vitesse d'écoulement (V≥0.5 m/s) ou d'une combinaison des deux (hV ≥ 0,5 m2 / s). Il peut aussi englober d'autres facteurs associés aux crues (charges de sédiments transportées, mouvements de terre, réseaux routiers, érosion, dépôt) susceptibles de générer des conséquences préjudiciables.
- **Zone à haut risque (orange) :** désigne la zone géographique exposée aux inondations régulières, mais avec des profondeurs et des vitesses qui ne mettent pas en péril la vie humaine (0.5 < h < 1 mètre et 0.2 m/s > V < 0.5 m/s) ;
- **Zones à faible risque (jaune) :** désigne la partie du territoire touchée par les seules crues exceptionnelles à basse fréquence (qui se produisent sur une période de retour de 500 ans ou plus) et à des vitesses extrêmement basses, sans danger pour la population (h < 0,5m et V < 0,2 m/s).

Les critères d'évaluation de l'aléa inondation sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau V. 2. Critères d'évaluation de l'aléa inondation

Vitesse / **Hauteur**	**Faible** V < 0.2 m/s	**Moyenne** 0.2 m/s < V < 0.5 m/s	**Forte** V > 0.5 m/s
Faible h < 0.5 m	Faible	Moyen	Fort
Moyenne 0.5 m< h < 1 m	Moyen	Fort	Fort
Forte h > 1 m	Fort	Fort	Fort

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné la condition de notre zone d'étude face aux dangers d'inondation associés à la crue centennale. Nous avons employé le logiciel HEC-RAS pour dresser une carte des zones inondables et concevoir une carte des profondeurs. Cette étude a permis d'établir les niveaux d'eau et les rythmes de débit le long du cours d'oued, soulignant des zones susceptibles d'être submergées, notamment dans la zone aval. Selon la cartographie des risques, la zone à préserver est exposée à un aléa de niveau moyen à fort, ce qui rend l'organisation de l'oued cruciale pour garantir la sauvegarde des populations, des biens et de l'environnement.

CHAPITRE VI

Etudes des variantes d'aménagement

CHAPITRE VI : Etude des variantes d’aménagement.

Introduction

L'objectif de cette recherche est d'assurer une protection efficace de la ville de Barika face aux crues. Cette protection implique la sélection des solutions d'aménagement optimales suite à la présentation des différentes options, basée sur les résultats tirés des chapitres précédents et sur l'étude de notre zone en considérant les conditions naturelles.

VI.1. Principe d’aménagement

Les options ont été choisies pour préserver les zones urbaines de BARIKA contre les crues, en conduisant les eaux des crues vers l’exutoire, tout en respectant toutes les conditions d'écoulement, la stabilité des côtes et sans négliger l'effet de cet aménagement sur l'environnement. Ainsi, la sélection de la variante est déterminée par divers processus. On peut classer les dispositifs de protection en deux catégories : directes et indirectes.

VI.1.1. Les différents types d’aménagements

Ils existent deux types principales de protection contre les inondations :

VI.1.1.1. Protection directe (Rapprochées)

La protection directe consiste en des interventions ciblées sur les zones menacées pour réduire les risques liés aux écoulements d’eau et prévenir les dommages. Elle inclue :

- ✓ **Curage :**

Cette opération vise à améliorer les conditions d’écoulement en éliminant les dépôts, obstacles, et végétations indésirables dans le lit du cours d’eau. En milieu urbain, le débroussaillage contribue à l’assainissement, tandis qu’en zones naturelles, il permet de réduire la rugosité hydraulique et d’augmenter la capacité d’écoulement.

- ✓ **Recalibrage :**

Le recalibrage consiste à modifier les dimensions des cours d’eau en les élargissant et les approfondissant pour accroître leur capacité à évacuer les eaux. Cette intervention garantit que la section d’écoulement réponde aux exigences de protection contre les inondations.

- ✓ **Aménagement de canaux :**

Lorsqu'un oued a vu son lit et son domaine hydraulique envahis par des constructions ou des infrastructures routières, la création de canaux devient indispensable pour recréer un couloir hydraulique fonctionnel et sécurisé.

- ✓ **Protection des berges :**

La protection des berges consiste à mettre en place des ouvrages pour prévenir l'érosion causée par l'action de l'eau, notamment en période de crue. Ces mesures permettent également d'éviter les glissements de terrain dus à l'infiltration de l'eau. Elles sont particulièrement importantes à proximité des infrastructures sensibles comme les ponts ou autres ouvrages hydrauliques.

- ✓ **Endiguement :**

Consiste à construire des digues le long des deux rives du cours d'eau. Cette méthode est facilement réalisable grâce aux ressources locales en main-d'œuvre et en matériaux. De plus, elle permet une protection sélective, car elle peut être mise en œuvre progressivement, en commençant par protéger les zones les plus riches et densément peuplées contre les crues. Cependant, cette technique présente l'inconvénient de provoquer une élévation significative du niveau des eaux, ce qui complique le drainage des terrains bas.

VI.1.1.2. Protection indirecte (Eloignées)

La protection indirecte, quant à elle, implique d'intervenir à une certaine distance des sites menacés, en dehors du périmètre d'aménagement, en construisant des ouvrages sur les oueds à l'origine des inondations.

- ✓ **Création de canaux périphériques :**

Il s'agit de dériver les eaux vers les oueds afin de les rediriger vers des zones situées en dehors des zones à protéger. Cette déviation peut concerner partiellement ou totalement les eaux d'un oued vers un autre.

- ✓ **Réalisation de barrages :**

Des seuils sont construits pour le stockage et le laminage des crues en amont des zones menacées. Il est essentiel d'optimiser le volume et la capacité de laminage du barrage pour assurer une protection efficace.

- ✓ **Aménagement des bassins versants :**

Cela implique des mesures contre l'érosion, utilisant des méthodes biologiques et/ou la construction de seuils en gabions, qui aident à réduire les vitesses d'écoulement et favorisent le dépôt des sédiments en amont.

VI.1.2. Calcul hydraulique des canaux

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

$$\boldsymbol{Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m I^{\frac{1}{2}}}$$

Avec:

- **Q :** débit de dimensionnement (m3/s).
- **n :** rugosité du canal.
- **S_m :** section mouillée du canal en (m2).
- **I :** pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).
- **R_h :** rayon hydraulique en (m) tel que :

$$\boldsymbol{R_h = \frac{S_m}{P_m}}$$

La figure ci-dessous présente les formules des composants géométriques pour cinq catégories distinctes de segments de canaux :

	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b+2\times mh$	$2\times mh$	$(\sin\frac{\theta}{2})\cdot D$ ou $2\sqrt{h\cdot(D-h)}$	$\frac{3}{2}\frac{S}{h}$
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 VI. 1. Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000).

VI.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement

- ✓ **La pente du projet**

Avant de réaliser le calcul hydraulique, il est crucial de déterminer la pente du projet. Dans notre situation, nous avons opté pour une pente homogène pour chaque section.

- ✓ **Le coefficient de rugosité**

La rugosité du canal varie en fonction de la nature du revêtement. Le tableau ci-après présente les valeurs de rugosité pour un revêtement spécifique :

Tableau VI. 1. Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton.	0.014
Canal en terre	0.022
Canal en pierre	0.025
Canal en Gabion.	0.030

- ✓ **Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)**

Dans les canaux à surface libre, une décharge imprévue engendre une augmentation de la superficie libre et un danger de surcharge. Il est donc nécessaire de prévoir constamment une marge de sécurité au-dessus du canal calculé pour prendre en considération les dépôts solides, la progression des plantes, les vagues causées par le vent, etc.

Généralement, la marge de sécurité varie entre 0,30 m pour les petits canaux et entre 0,60 et 1,20 m pour les grands canaux. Il est donc crucial de considérer toutes les circonstances susceptibles d'entraîner une modification de ces indications.

Tableau VI. 2. Revanches utilisées

Débit (m3/s)	**Q <0.75**	**0.75 < Q < 1.5**	**1.5 < Q < 8.5**	**Q >8.5**
Revanche (m)	0.45	0.6	0.75	0.9

- ✓ **Vitesse d'érosion**

Pour prévenir les ruptures de fond et de berges des canaux causées par l'action dynamique d'un courant d'eau, il est impératif que sa vitesse ne dépasse pas la limite maximale. Le tableau suivant présente les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.

Tableau VI. 3. Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés

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

VI.2. Etude de variantes

Dans cette étude, les options proposées pour l'aménagement du cours d'eau sont les suivantes

- ✓ Création d'un canal trapézoïdal en terre (recalibrage) ;
- ✓ Création d'un canal trapézoïdal en enrochement ;
- ✓ Création d'un canal en gabion ;

Un calcul hydraulique sera réalisé pour chaque option, accompagné d'une simulation sous HEC-RAS afin de vérifier les conditions d'écoulement pour chaque tronçon du cours d'eau. Une description détaillée des aménagements proposés sera également fournie, permettant de comparer les variantes et de sélectionner celle qui s'avère la plus appropriée sur le plan technico-économique.

VI.2.1. Première variante : Canal en terre (recalibrage).

La première variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en terre par recalibrage du terrain naturel. L'aménagement des cours d'eau par reprofilage en canaux trapézoïdaux en terre offre une solution efficace, économique et respectueuse de

l'environnement. Cette méthode améliore la capacité d'écoulement, réduit les risques d'inondation, et favorise l'infiltration naturelle de l'eau. En utilisant des matériaux locaux, elle minimise les coûts et facilite la maintenance tout en préservant les écosystèmes et la biodiversité. Le choix d'un profil trapézoïdal avec un fruit de talus m=2 garantit une grande capacité de transit, une bonne stabilité des berges et une intégration harmonieuse dans le paysage naturel.

VI.2.1.1. Dimensionnement

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

Tableau VI. 4. Dimensions de la variante 1.

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (‰)	Fruit de talus	Largeur du fond (b)	Hauteur normale Hn (m)	Hauteur du canal H (m)
1	5800	4800	1000	5	2	120	3	4
2	4800	3200	1600	3	2	110	3.5	4.5
3	3200	2000	1200	5	2	120	3	4
4	1764	200	1564	2	2	100	4.2	5

VI.2.1.2. Paramètres d'écoulement

Les résultats des paramètres d'écoulements obtenus par le logiciel Flow Master sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 5. Paramètres d'écoulement selon le logiciel Flow master

Tronçon	Section mouillé (m^2)	Vitesse (m/s)	Nbr de Froude
1	364.2	6.29	1.208
2	415.4	5.52	0.964
3	364.2	6.29	1.208
4	458.5	5.00	0.806

Les résultats de la simulation sur le logiciel HEC RAS sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI. 6. Résultats de la simulation

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
5800	481.5	484.77	484.77	486.33	0.003	5.55	413.36	133.07	1
5600	480.5	483.34	483.77	485.44	0.005	6.43	356.7	131.35	1.25
5400	479.5	482.44	482.77	484.4	0.005	6.19	370.21	131.76	1.18
5200	478.5	481.4	481.77	483.41	0.005	6.29	364.3	131.58	1.21
5000	477.5	480.39	480.77	482.42	0.005	6.3	364.02	131.58	1.21
4800	476.5	479.85	479.95	481.6	0.004	5.86	391.2	123.41	1.05
4600	475.86	479.24	479.31	480.96	0.004	5.82	394.17	123.5	1.04
4400	475.21	478.61	478.66	480.31	0.003	5.77	397.05	123.6	1.03
4200	474.57	477.97	478.02	479.67	0.003	5.77	397.49	123.61	1.03
4000	473.93	477.34	477.38	479.03	0.003	5.76	397.76	123.62	1.03
3800	473.29	476.7	476.74	478.39	0.003	5.76	397.87	123.62	1.03
3600	472.65	476.07	476.1	477.75	0.003	5.74	399.09	123.66	1.02
3400	472	474.92	475.27	476.9	0.005	6.23	367.91	131.69	1.19
3200	471.17	474.04	474.44	476.1	0.005	6.34	361.3	131.49	1.22
3000	469.92	472.78	473.19	474.85	0.005	6.37	360.05	131.46	1.23
2800	468.88	471.75	472.15	473.81	0.005	6.35	361.09	131.49	1.22
2600	467.84	470.71	471.11	472.77	0.005	6.36	360.29	131.46	1.23
2400	466.8	469.67	470.07	471.73	0.005	6.34	361.34	131.49	1.22
2200	465.77	468.64	469.04	470.7	0.005	6.34	361.34	131.49	1.22
2000	464.73	467.6	468	469.66	0.005	6.36	360.34	131.46	1.23
1764	463.5	467.6	467.17	468.96	0.002	5.17	443.15	116.38	0.85
1600	463.13	467.23		468.59	0.002	5.16	443.97	116.41	0.84
1400	462.69	466.78		468.15	0.002	5.18	442.89	116.38	0.85
1200	462.24	466.34		467.7	0.002	5.17	443.64	116.4	0.85
1000	461.79	465.9		467.25	0.002	5.15	444.78	116.44	0.84
800	461.34	465.47		466.81	0.002	5.13	447.22	116.52	0.84
600	460.9	465.05		466.38	0.002	5.1	449.07	116.59	0.83
400	460.45	464.66	464.12	465.95	0.002	5.02	456.51	116.84	0.81
200	460	463.66	463.66	465.4	0.003	5.83	393.04	114.65	1.01

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Vel Chnl : Vitesse d'écoulement

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

Flow Area : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froudec: Nombre de Froude

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

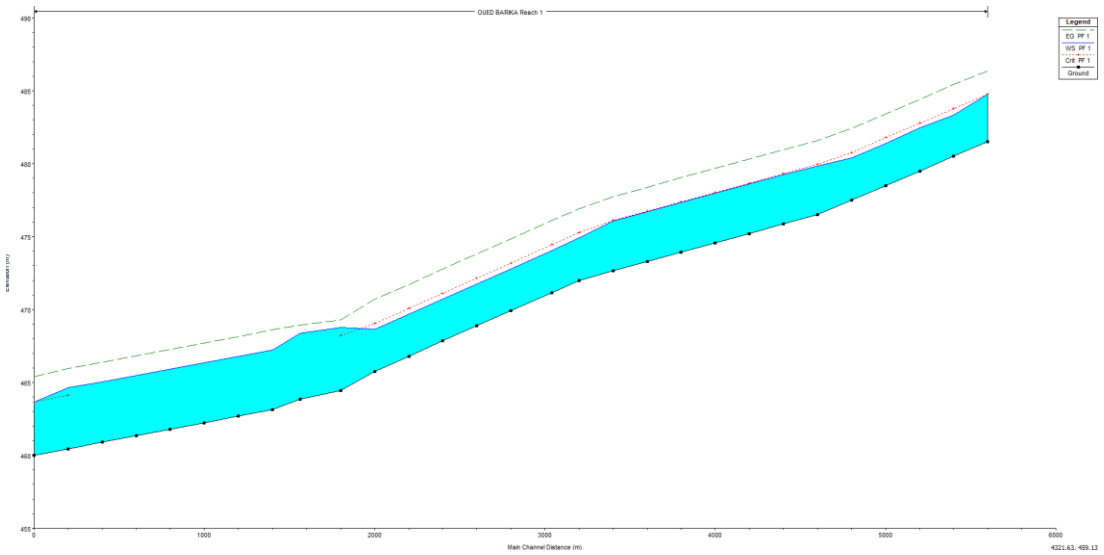
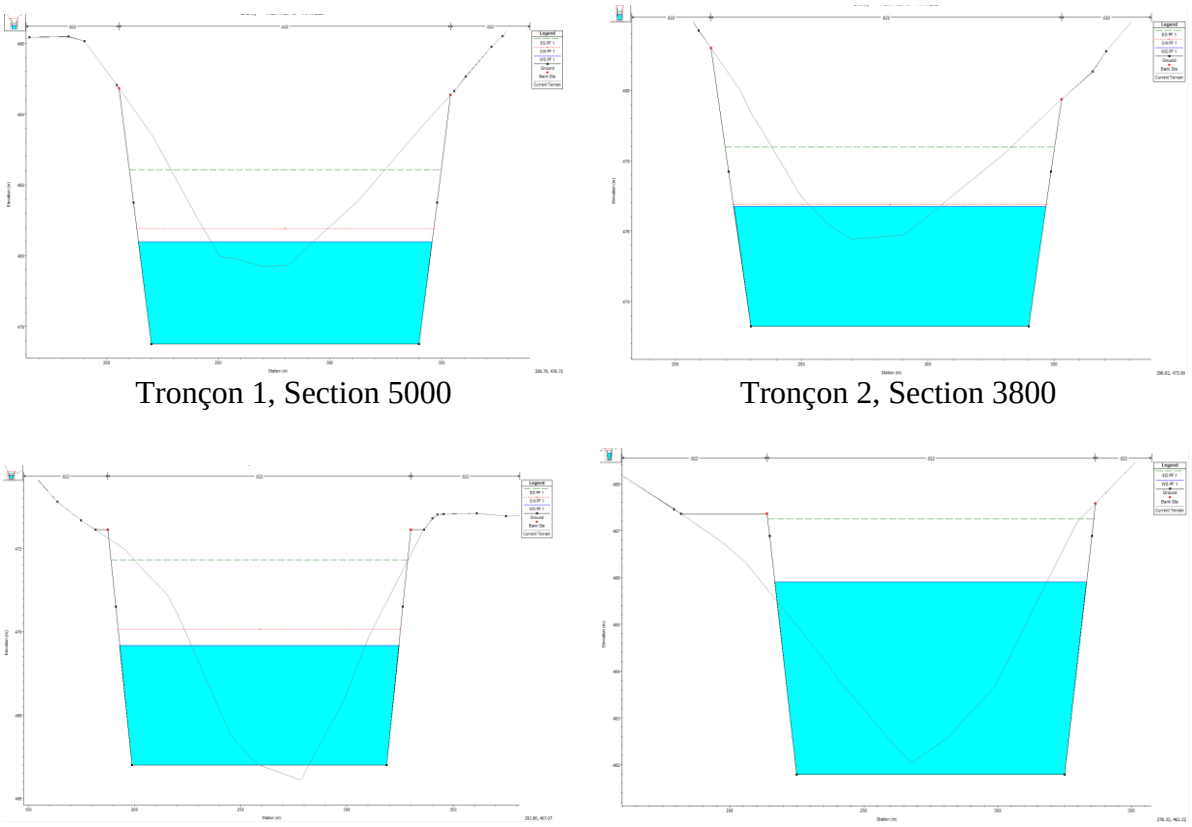


Figure VI. 2. Profil en long pour la variante 1 (recalibrage).



Tronçon 1, Section 5000 Tronçon 2, Section 3800

Tronçon 3, Section 2200 Tronçon 4, Section 1000

Figure VI. 3. Sections en travers après aménagement (variante 1)

VI.2.1.3. Estimation du coût de la variante

Devis de la variante canal en terre est déterminé à partir des quantités des terrassements et des volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS.

Tableau VI. 7. Devis estimatif du cout de la variante 1.

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)	Montant (DA/ml)
Terrassement	**Déblai**	m^3	3086946	300	926,083,800	165,372.1071
	Remblai	m^3	372264	700	260,584,800	46,533
Montant Total					1,186,668,600	211,905.1071

VI.2.1.4. Interprétation

La première variante proposée concerne la conception d'un canal de profil trapézoïdal en terre par recalibrage du cours d'eau naturel. Nous avons déterminé un fruit de talus de 2. En appliquant l'équation de Manning-Strickler, nous avons calculé les dimensions pour les quatre tronçons en fonction d'un débit de 2292.23 m^3/s.

Pour la variante 1, la vitesse d'écoulement varie entre 5.02 et 6.43 m/s, indiquant un régime d'écoulement torrentiel sauf le quatrième tronçon. Ces résultats, issus de la simulation réalisée avec le logiciel HEC-RAS, indiquent que l'aménagement de cette variante peut gérer les crues en régime torrentiel. Cependant, ils soulèvent également un problème concernant la vitesse admissible, nécessaire pour éviter l'érosion du fond et des berges du canal, car les valeurs de vitesse observées sont très élevées par rapport à un canal en terre. Concernant le coût de la variante 1, nous avons calculé les volumes des déblais et remblais nécessaires à sa réalisation.

VI.2.2. Deuxième variante : Canal en enrochement.

La deuxième variante proposée consiste à la construction d'un canal trapézoïdal en enrochement. Sa géométrie a été choisie pour sa grande capacité d'évacuer les eaux et permettre le passage des crues sans problèmes. Pour la variante 2 nous avons choisi une largeur au fond un fruit de talus m = 2, et nous avons pris le coefficient de rugosité n = 0.025 (enrochement).

VI.2.2.1. Dimensionnement

Les sections du canal sont dimensionnées par tronçon, en se basant sur les résultats obtenus par le logiciel Flow Master. Une marge de 0,9 mètre serait ajoutée aux profondeurs normales pour des réseaux de prévention.

Tableau VI. 8. Dimensions de la variante 2.

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Coef de rugosité	Pente projet(‰)	Fruit de talus	Largeur du fond (b)	Hauteur normale Hn (m)	Hauteur du canal H (m)
1	5800	4800	1000	0.025	4.5	2	80	4.08	5
2	4800	3200	1600				70	4.4	5.3
3	3200	2200	1000				60	4.8	5.7
4	2200	1600	600				90	3.8	4.7
5	1600	200	1400				70	4.4	5.3

VI.2.2.2. Paramètres d'écoulement

Les résultats des paramètres d'écoulements obtenus par le logiciel Flow Master sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 9. Paramètres d'écoulement selon le logiciel Flow master

Tronçon	Section mouillé (m^2)	Vitesse (m/s)	Nbr de Froude
1	359.6	6.37	1.053
2	346.8	6.61	1.061
3	333.7	6.87	1.069
4	372.2	6.16	1.046
5	346.8	6.61	1.061

Les résultats de la simulation sur le logiciel HEC RAS sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI. 10. Résultats de la simulation

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
5800	481.5	485.71	485.71	487.64	0.00406	6.17	371.78	96.82	1.00
5600	480.6	484.64	484.81	486.76	0.004666	6.45	355.48	96.15	1.07
5400	479.7	483.89	483.91	485.84	0.004095	6.18	370.75	96.78	1.01
5200	478.8	482.84	483.01	484.96	0.004651	6.44	355.85	96.16	1.07
5000	477.9	482.29	482.11	484.05	0.003515	5.89	389.49	97.55	0.94
4800	477	482.1		483.36	0.002123	4.99	459.78	100.97	0.75
4600	476.1	480.66	480.66	482.72	0.003996	6.36	360.45	88.23	1.00
4400	475.2	479.56	479.76	481.83	0.00466	6.69	342.84	87.42	1.08
4200	474.3	478.85	478.86	480.92	0.004027	6.38	359.54	88.18	1.01
4000	473.4	477.76	477.96	480.03	0.004641	6.68	343.01	87.43	1.08
3800	472.5	477.03	477.06	479.12	0.004068	6.4	358.37	88.13	1.01
3600	471.61	476.56	476.17	478.27	0.003011	5.8	395.42	89.8	0.88
3400	470.7	476.46		477.66	0.001746	4.87	476.97	116.77	0.69
3200	469.98	474.96	474.96	477.17	0.003937	6.57	348.75	79.94	1.00
3000	468.9	473.63	473.88	476.11	0.004719	6.98	328.45	78.91	1.09
2800	468	472.97	472.98	475.19	0.00399	6.6	347.21	79.86	1.01
2600	467.1	471.86	472.08	474.31	0.004625	6.93	330.63	79.03	1.08
2400	466.2	471.16	471.17	473.39	0.003999	6.61	346.94	79.85	1.01
2200	465.3	470.06	470.29	472.51	0.004622	6.93	330.72	79.03	1.08
2000	464.4	467.2	468.31	470.94	0.012726	8.56	267.82	101.21	1.68
1764	463.34	468.02	467.25	469.26	0.00224	4.92	465.47	108.74	0.76
1600	462.6	467.96		468.88	0.001419	4.25	539.51	111.43	0.62
1400	461.7	466.26	466.26	468.32	0.003996	6.36	360.47	88.23	1.00
1200	460.8	465.16	465.36	467.43	0.004638	6.68	343.38	87.45	1.08
1000	459.9	464.41	464.46	466.52	0.004128	6.43	356.66	88.05	1.02
800	459	463.39	463.56	465.63	0.004548	6.63	345.57	87.55	1.07
600	458.1	462.52	462.66	464.73	0.004429	6.58	348.56	87.68	1.05
400	457.2	461.59	461.76	463.83	0.004531	6.63	345.99	87.57	1.06
200	456.3	460.7	460.86	462.93	0.004516	6.62	346.35	87.58	1.06

- ✓ **Min Ch. El :** Altitude du radier du canal **Vel Chnl :** Vitesse d'écoulement
- ✓ **W.S Elev :** Altitude du plan d'eau calculé **Flow Area :** Section mouillée
- ✓ **Top Width :** Largeur au miroir **E.G Elev :** Altitudes de la ligne d'énergie
- ✓ **Froudec:** Nombre de Froude **E.G slope :** Pente de la ligne d'énergie

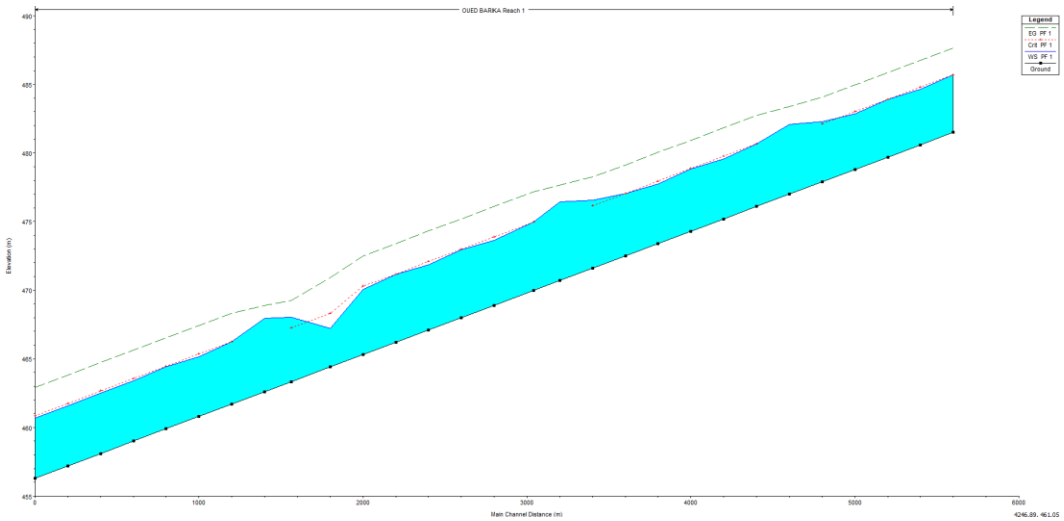
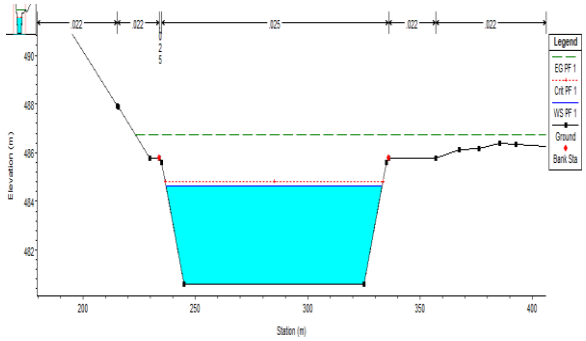
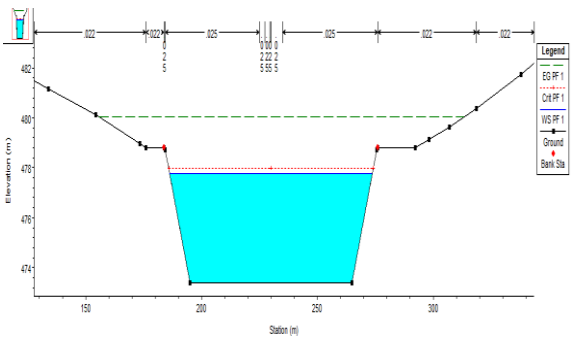


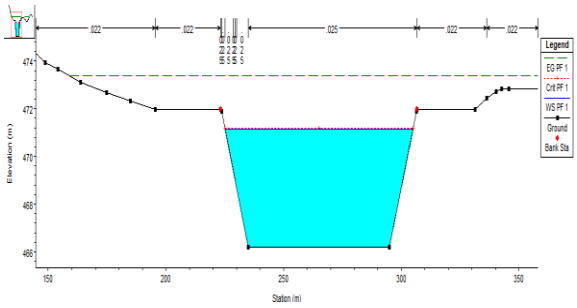
Figure VI. 4. Profil en long pour la variante 2 (canal en enrochement)



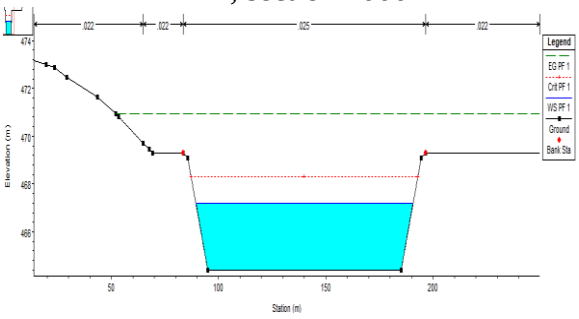
Tr1, section 5600



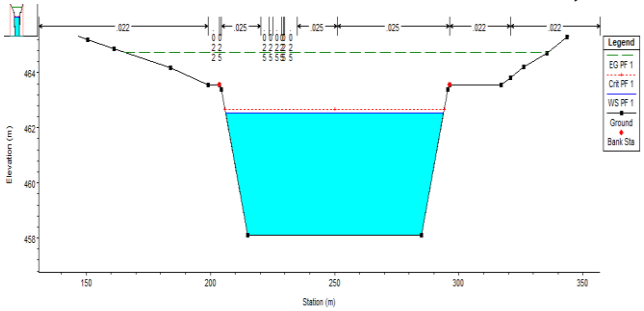
Tr2, section 4000



Tr3, section 2600



Tr4, section 1600



Tr5, section 600

Figure VI. 5. Sections en travers (variante 2).

VI.2.2.3. Estimation du coût de la variante

L'estimation du cout de la variante se fait comme suit :

- ✓ **Conception du canal en enrochement**

Enrochement c'est une technique très fréquente qui consiste à stabiliser les berges et le fond par un empilement d'enrochement de carrière avec un fruit des talus assez faible de l'ordre de 3/2 à 2/1 pour l'enrochement libre sans lien de béton. Le tonnage supposé pour réaliser l'aménagement d'oued BARIKA en enrochement pour la protection de la ville de Barika contre les crues il varie de 1 à 1.5t. Tel que son diamètre médian D50 est environ 0.4 m.

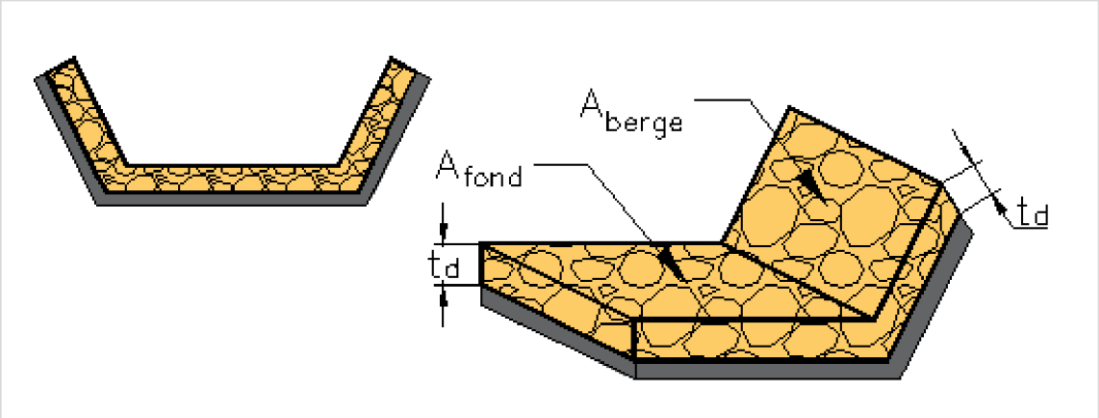


Figure VI. 6. Canal en enrochement.

- ➢ Epaisseur orthogonale théorique td (m) :

$$\boldsymbol{td} = \boldsymbol{n}.\ \boldsymbol{D50}$$

- ➢ Volume globale de dimensionnement $\vartheta_{b.d}$ (m^3):

$$\boldsymbol{\vartheta_{b.d}} = \boldsymbol{A}.\ \boldsymbol{td}$$

Avec :

- **n:** nombre de couche n = 1.
- **D_{50} :** Diamètre médian D_{50} = 0.5 m.
- **A :** Aire (surface) (m^2).

Alors : $\boldsymbol{td}$ = 0.5 et $\boldsymbol{\vartheta_{b.d}} = \boldsymbol{A}$*0.5

- ✓ **Calcul des sections d'enrochement de la variante 2**

$$\boldsymbol{A} = \boldsymbol{L}.\boldsymbol{l}$$
$$\boldsymbol{l_{talus}} = \boldsymbol{Y}\sqrt{(\mathbf{1} + \boldsymbol{m}^2)}$$

Tableau VI. 11. Sections et volume d'enrochement du canal de la variante 2.

		L (m)	H (m)	l (m)	A (m²)
Tronçon 1	**Fond**	1000	5	80.00	80000.0000
	Talus droit		5	11.18	11180.3399
	Talus gauche		5	11.18	11180.3399
Tronçon 2	**Fond**	1600	5.3	70.00	112000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	18961.8564
	Talus gauche		5.3	11.85	18961.8564
Tronçon 3	**Fond**	1000	5.7	60.00	60000.0000
	Talus droit		5.7	12.75	12745.5875
	Talus gauche		5.7	12.75	12745.5875
Tronçon 4	**Fond**	600	4.7	90.00	54000.0000
	Talus droit		4.7	10.51	6305.7117
	Talus gauche		4.7	10.51	6305.7117
Tronçon 5	**Fond**	1400	5.3	70.00	98000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	16591.6244
	Talus gauche		5.3	11.85	16591.6244
			Section globale (m²)		535570.2398
		Volume d'enrochement (m³)			267785.1199

- ✓ **Calcul des sections du géotextile de la variante 2**

Tableau VI. 12. Sections du géotextile de la variante 2.

		L (m)	H (m)	l (m)	A (m²)
Tronçon 1	**Fond**	1000	5	80.00	80000.0000
	Talus droit		5	11.18	11180.3399
	Talus gauche		5	11.18	11180.3399
Tronçon 2	**Fond**	1600	5.3	70.00	112000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	18961.8564
	Talus gauche		5.3	11.85	18961.8564
Tronçon 3	**Fond**	1000	5.7	60.00	60000.0000
	Talus droit		5.7	12.75	12745.5875
	Talus gauche		5.7	12.75	12745.5875
Tronçon 4	**Fond**	600	4.7	90.00	54000.0000
	Talus droit		4.7	10.51	6305.7117
	Talus gauche		4.7	10.51	6305.7117
Tronçon 5	**Fond**	1400	5.3	70.00	98000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	16591.6244
	Talus gauche		5.3	11.85	16591.6244
			Section globale (m²)		535570.2398

- ✓ **Volume des déblais et remblais de la variante 2**

Les valeurs de déblais et de remblais sont obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau VI. 13. Volume des déblais et remblais de la variante 2.

	Volumes (m^3)
Déblai	1276995
Remblai	221587

Tableau VI. 14. Devis estimatif du cout de la variante 2.

Désignation des travaux		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA/ml)**
Terrassement	**Déblai**	m^3	1276995	300	383,098,500
	Remblai	m^3	221587	700	155,110,900
Enrochement		m^3	267785.12	12000	3,213,421,440
Géotextile		m^2	535570.24	3000	1,606,710,720
Montant Total					5,358,341,560

VI.2.2.4. Interprétation

La deuxième variante proposée concerne la conception d'un canal de profil trapézoïdal en enrochement. Nous avons déterminé un fruit de talus de 2. En appliquant l'équation de Manning-Strickler, nous avons calculé les dimensions pour les cinq tronçons en fonction d'un débit de 2292.23 m^3/s.

Pour la variante 2, la vitesse d'écoulement varie entre 4.25 et 8.56 m/s, indiquant un régime d'écoulement torrentiel presque sur tous les points du cours d'eau aménagé. Ces résultats, issus de la simulation réalisée avec le logiciel HEC-RAS, indiquent que l'aménagement de cette variante peut gérer les crues en régime torrentiel. Cependant, pour appliquer la conception du canal en enrochement dans le tronçon 3 avec une largeur du fond de 60 m et une hauteur du canal de 5.7 m avec un fruit de talus qui est égale à 2 (c'est-à-dire une largeur en haut du canal de 82.8 m). Pour le faire, il faut passer par les opérations de démolition et délocalisation des riverains et cela augmente le cout et le temps de la réalisation, et dans le cas où on diminue la largeur du canal en enrochement, on face des problèmes techniques (des vitesses élevées inacceptables et une grande hauteur normale supérieure à la hauteur critique : écoulement fluvial qui cause le débordement). Concernant le coût de la variante 2, nous avons calculé les volumes des déblais et remblais ainsi que le volume de l'enrochement et la section du géotextile nécessaires à sa réalisation.

VI.2.3. Variante 2.1 : canal mixte enrochement + béton

Pour régler le problème du tronçon 3, on propose la projection d'un canal en béton avec une largeur du fond L=65m, une hauteur H=4.5 m et un fruit de talus m=0.5m/m sachant que le coefficient de rugosité n=0.015.

VI.2.3.1. Dimensionnement

Les sections du canal sont dimensionnées par tronçon, en se basant sur les résultats obtenus par le logiciel Flow Master. Une marge de 0,9 mètre serait ajoutée aux profondeurs normales pour des réseaux de prévention.

Tableau VI. 15. Dimensionnement de la variante 2.1.

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Coef de rugosité	Pente Projet (‰)	Fruit de talus	Largeur du fond (b)	Hauteur normale Hn (m)	Hauteur du canal H (m)
1	5800	4800	1000	0.025	4.5	2	80	4.08	5
2	4800	3200	1600				70	4.4	5.3
3	3200	2200	1000	0.015		0.5	65	3.6	4.5
4	2200	1600	600	0.025		2	90	3.8	4.7
5	1600	200	1400				70	4.4	5.3

VI.2.3.2. Paramètres d'écoulement

Les résultats des paramètres d'écoulements obtenus par le logiciel Flow Master sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 16. Paramètres d'écoulement selon le logiciel Flow master

Tronçon	Section mouillé (m^2)	Vitesse (m/s)	Nbr de Froude
1	359.6	6.37	1.053
2	346.8	6.61	1.061
3	234.9	9.76	1.069
4	372.2	6.16	1.683
5	346.8	6.61	1.061

Les résultats de la simulation sur le logiciel HEC RAS sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI. 17. Résultats de la simulation

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
5800	481.5	485.71	485.71	487.64	0.00406	6.17	371.78	96.82	1
5600	480.6	484.64	484.81	486.76	0.00467	6.45	355.48	96.15	1.07
5400	479.7	483.89	483.91	485.84	0.00410	6.18	370.73	96.78	1.01
5200	478.8	482.84	483.01	484.96	0.00465	6.44	355.85	96.16	1.07
5000	477.9	482.29	482.11	484.05	0.00352	5.89	389.48	97.55	0.94
4800	477	482.1		483.36	0.00212	4.99	459.77	100.97	0.75
4600	476.1	480.66	480.66	482.72	0.00400	6.36	360.48	88.23	1
4400	475.2	479.56	479.76	481.83	0.00466	6.69	342.83	87.42	1.08
4200	474.3	478.85	478.86	480.92	0.00403	6.38	359.55	88.18	1.01
4000	473.4	477.76	477.96	480.03	0.00465	6.68	343.15	87.44	1.08
3800	472.5	477.03	477.06	479.12	0.00407	6.4	358.41	88.13	1.01
3600	471.61	476.86	476.17	478.36	0.00246	5.43	422.43	90.99	0.8
3400	470.7	476.77		477.84	0.00157	4.59	499.89	98.85	0.65
3200	469.98	474.95	474.95	477.33	0.00409	6.82	335.98	69.39	1
3000	468.9	473.11	473.88	476.47	0.00250	8.11	282.55	69.21	1.28
2800	468	472.07	472.98	475.67	0.00679	8.4	272.76	69.07	1.35
2600	467.1	471.11	472.08	474.82	0.00292	8.52	269	69.01	1.38
2400	466.2	470.01	471.41	474.14	0.00347	9	254.78	68.81	1.49
2200	465.3	467.75	469.22	472.69	0.01880	9.84	232.85	99.81	1.78
2000	464.4	468.17	468.31	470.15	0.00467	6.23	367.8	105.08	1.06
1764	463.34	467.94	467.25	469.23	0.00173	5.03	455.93	108.39	0.78
1600	462.6	467.94		468.87	0.00137	4.26	537.47	111.36	0.62
1400	461.7	466.26	466.26	468.32	0.00400	6.36	360.48	88.23	1
1200	460.8	465.1	465.36	467.44	0.00456	6.78	338.32	87.22	1.1
1000	459.9	464.25	464.46	466.54	0.00439	6.69	342.43	87.4	1.08
800	459	463.36	463.56	465.63	0.00466	6.68	342.9	87.43	1.08
600	458.1	462.46	462.66	464.73	0.00437	6.68	342.9	87.43	1.08
400	457.2	461.56	461.76	463.83	0.00466	6.68	342.9	87.43	1.08
200	456.3	460.71	460.86	462.93	0.00430	6.59	347.71	87.64	1.06

- ✓ **Min Ch. El :** Altitude du radier du canal **Vel Chnl :** Vitesse d'écoulement
- ✓ **W.S Elev :** Altitude du plan d'eau calculé **Flow Area :** Section mouillée
- ✓ **Top Width :** Largeur au miroir **E.G Elev :** Altitudes de la ligne d'énergie
- ✓ **Froudec:** Nombre de Froude **E.G slope :** Pente de la ligne d'énergie

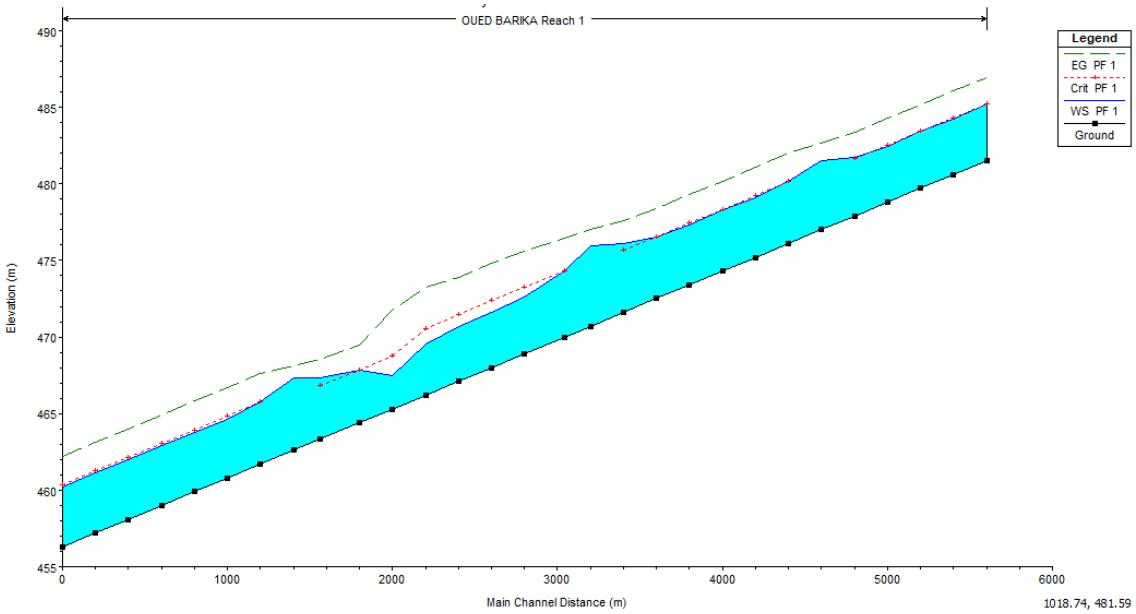


Figure VI. 7. Profil en long pour la variante 2.1.

VI.2.3.3. Estimation du coût de la variante

L'estimation du cout de la variante se fait comme suit :

- **Le volume d'enrochement :**

Tableau VI. 18. Sections et volume d'enrochement du canal de la variante 2.1.

		L (m)	H (m)	l (m)	A (m²)
Tronçon 1	**Fond**	1000	5	80.00	80000.0000
	Talus droit		5	11.18	11180.3399
	Talus gauche		5	11.18	11180.3399
Tronçon 2	**Fond**	1600	5.3	70.00	112000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	18961.8564
	Talus gauche		5.3	11.85	18961.8564
Tronçon 4	**Fond**	600	4.7	90.00	54000.0000
	Talus droit		4.7	10.51	6305.7117
	Talus gauche		4.7	10.51	6305.7117
Tronçon 5	**Fond**	1400	5.3	70.00	98000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	16591.6244
	Talus gauche		5.3	11.85	16591.6244
			Section globale (m²)		450079.0648
		Volume d'enrochement (m³)			225039.5324

- **La section de géotextile :**

		L (m)	H (m)	l (m)	A (m²)
Tronçon 1	**Fond**	1000	5	80.00	80000.0000
	Talus droit		5	11.18	11180.3399
	Talus gauche		5	11.18	11180.3399
Tronçon 2	**Fond**	1600	5.3	70.00	112000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	18961.8564
	Talus gauche		5.3	11.85	18961.8564
Tronçon 4	**Fond**	600	4.7	90.00	54000.0000
	Talus droit		4.7	10.51	6305.7117
	Talus gauche		4.7	10.51	6305.7117
Tronçon 5	**Fond**	1400	5.3	70.00	98000.0000
	Talus droit		5.3	11.85	16591.6244
	Talus gauche		5.3	11.85	16591.6244
			Section globale (m²)		450079.0648

- **Le volume du béton :**

Dans cette variante le béton fait partie dominante du canal rectangulaire, une épaisseur de eb=10 cm pour la radier et les côtés du canal ainsi qu'une épaisseur ebp=10 cm pour le béton de propreté.

Tableau VI. 19. Sections et volume du béton du canal de la variante 2.1.

		L (m)	H (m)	l (m)	A (m²)
Tronçon 3	**Fond**	1000	4.5	65	65000
	Talus droit		4.5	5.03	5031.1529
	Talus gauche		4.5	5.03	5031.1529
			Section globale (m²)		75062.3059
		Volume de béton (m³)			30024.9223
		Volume de béton de propreté (m³)			7506.2306

- **Volume de terrassement :**

Les valeurs de déblais et de remblais sont obtenues après la simulation sur HEC-RAS.

Tableau VI. 20. Volume des déblais et remblais de la variante 2.1.

	Volumes (m³)
Déblai	998629
Remblai	191042

Tableau VI. 21. Devis estimatif du cout de la variante 2.1.

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/ml)
Terrassement	**Déblai**	m^3	998629	300	299,588,700
	Remblai	m^3	191042	700	133,729,400
Enrochement		m^3	225039.53	12000	2,700,474,360
Géotextile		m^2	450079.06	3000	1,350,237,180
Béton		m^3	30024.92	25000	750,623,000
Béton de propreté		m^3	7506.23	5000	37,531,150
Montant Total					5,272,183,790

VI.2.3.4. Interprétation

La deuxième variante proposée concerne la conception d'un canal de profil trapézoïdal en enrochement. Nous avons déterminé un fruit de talus de 2. En appliquant l'équation de Manning-Strickler, nous avons calculé les dimensions pour les cinq tronçons en fonction d'un débit de 2292.23 m^3/s.

Pour la variante 2, la vitesse d'écoulement varie entre 4.26 et 6.78 m/s dans le canal en enrochement et entre 6.82 et 9.84m/s dans le canal en béton, indiquant un régime d'écoulement torrentiel presque sur tous les points du cours d'eau aménagé. Ces résultats, issus de la simulation réalisée avec le logiciel HEC-RAS, indiquent que l'aménagement de cette variante peut gérer les crues en régime torrentiel. Techniquement, cette variante répond à tous les problèmes concernant les vitesses (l'érosion), les hauteurs normales (le débordement) et les dimensions du canal (la délocalisation des habitants).

Alors cela nous amène à dire que la variante 2.1 est la meilleure variante de point de vue technique.

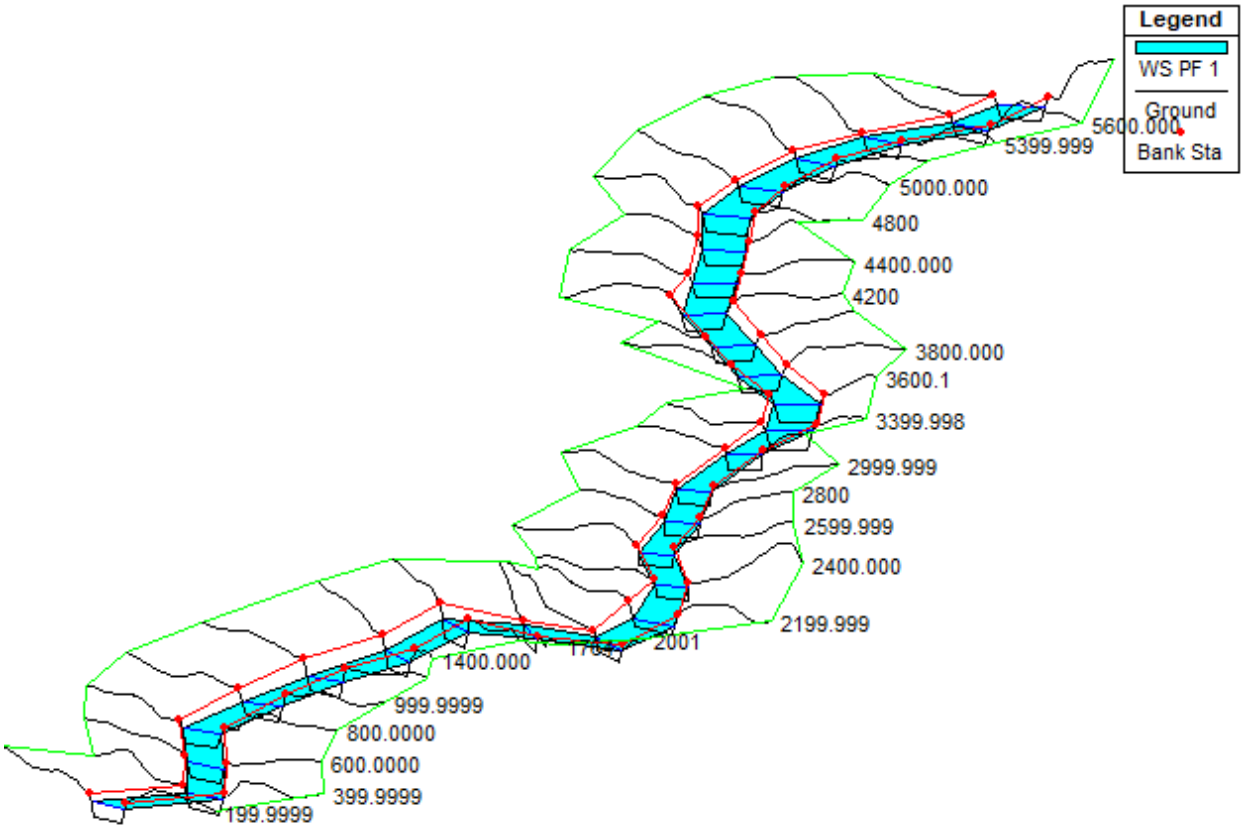


Figure VI. 8. Vue 3D de la variante 2.1.

VI.3. Conclusion

L’étude des variantes d'aménagement a permis de proposer plusieurs options techniques pour protéger la ville de Barika des crues. Ces variantes incluent des canaux en terre, en enrochement et en béton, évalués selon leurs performances hydrauliques, leurs impacts environnementaux et leurs coûts. Après analyse, la variante 2.1 (canal mixte en béton et en enrochement) s'avère être la solution optimale. Elle répond efficacement aux contraintes techniques, minimise les risques d'érosion, réduit les débordements, tout en limitant les démolitions et les coûts excessifs. Cette approche garantit une protection durable et adaptée aux besoins spécifiques de la région.

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier englobe l'ensemble des mesures prévues pour exécuter les travaux dans des conditions optimales. L'objectif est de réduire les coûts de production tout en créant un environnement favorable pour les travailleurs et les machines, afin d'augmenter la productivité. Une bonne connaissance préalable du site de chantier facilite la planification technologique des équipements et leur utilisation rationnelle, répondant ainsi aux contraintes d'espace et de temps imposées par le marché. Une organisation efficace contribue donc à diminuer le coût de réalisation des ouvrages, les rendant moins onéreux.

Ces types de constructions présentent de nombreux défis. Cependant, quel que soit le problème rencontré, une connaissance approfondie de l'organisation du chantier est essentielle. Pour atteindre ces objectifs, il est nécessaire de :

- Définir précisément les méthodes d'exécution et les modes opératoires afin de mettre en œuvre des techniques modernes de construction à haut rendement.
- Répartir et coordonner les tâches en faisant appel à une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer efficacement les postes de travail stabilisés, tout en adoptant une mécanisation avancée.
- Déterminer avec exactitude le nombre et la qualité des personnels à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant un impact majeur sur le prix de revient.

VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'aborder le cœur du sujet concernant l'aménagement d'un cours d'eau, il est essentiel de rappeler les rôles des différents acteurs impliqués dans le processus de construction. Ces intervenants, aux responsabilités complémentaires, jouent chacun un rôle déterminant dans la réussite du projet et dans le respect des exigences techniques, financières et environnementales.

VII.1.1. Le maître de l'ouvrage

Il s'agit d'une personne physique ou morale pour le compte de laquelle les travaux sont réalisés. Son rôle consiste à définir les objectifs du projet (programme), organiser le financement, conclure et régler les marchés des travaux. Une fois les ouvrages réceptionnés, cette entité en devient généralement le propriétaire et, dans certains cas, le gestionnaire.

VII.1.2. Le maître d'œuvre

Le maître d'œuvre est une personne physique ou morale mandatée par le maître d'ouvrage pour assurer plusieurs responsabilités. Il est chargé de réceptionner l'ouvrage, de préparer le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans l'analyse des offres, de superviser l'exécution des travaux et de proposer la réception ainsi que le règlement des travaux, après avoir établi le décompte correspondant.

Dans le cadre spécifique d'un barrage, le maître d'œuvre a également pour mission d'interpréter les données d'auscultation jusqu'à la fin de la phase de mise en eau, ainsi que de rédiger et valider le rapport de cette première mise en eau.

VII.1.3. L'entrepreneur

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

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure (VII.1)

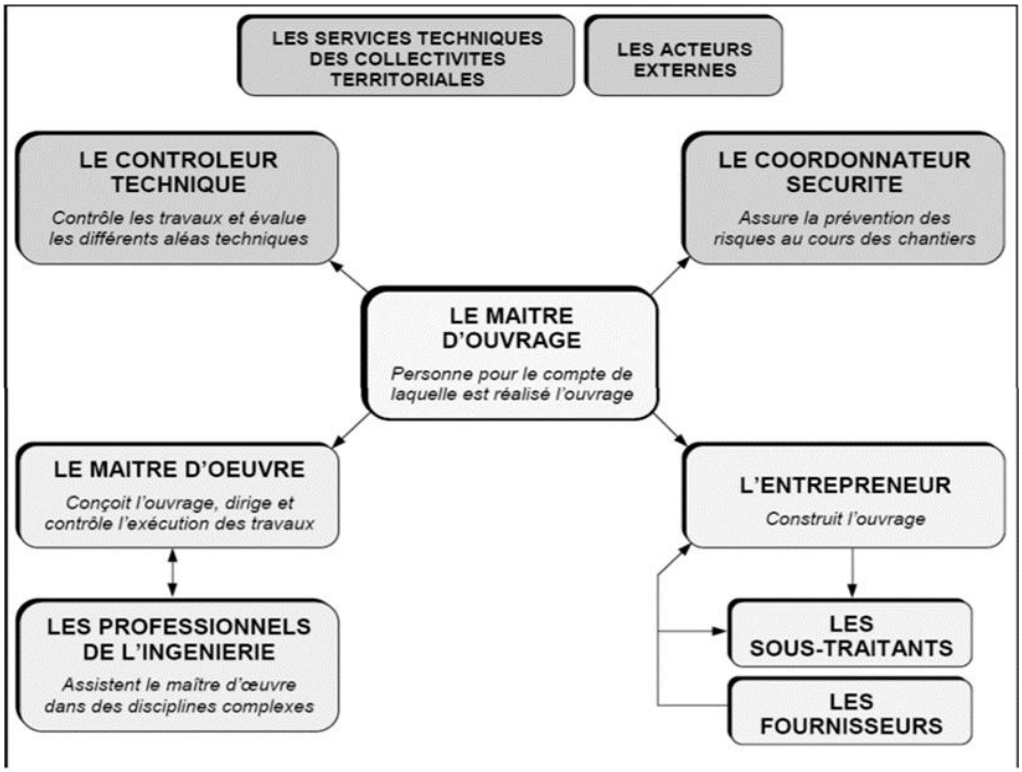


Figure VII. 1. Relation entre les personnes du chantier.

VII.2. Installations du chantier

L'installation de chantier concerne les phases suivantes :

VII.2.1. Installations destinées au personnel

Il s'agit généralement des dortoirs, des vestiaires, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

La nature des travaux à effectuer influence également les matériaux utilisés, pour notre projet, nous avons les matériaux suivants :

IV.2.2.1. Agrégats

Les agrégats utilisés pour la fabrication du béton, tels que le sable et les graviers, doivent être contrôlés dès leur réception. Il est essentiel de vérifier leur granulométrie en procédant à des prélèvements d'échantillons.

Les différents types de sable et de gravier doivent être stockés en tas séparés. En raison de leurs densités différentes, un mélange pourrait fausser les pesées. Le stockage se fera selon une disposition en étoile. Par ailleurs, la teneur en eau des agrégats doit être vérifiée avant leur utilisation, car elle peut être influencée par les variations du degré hygrométrique de l'air et par d'éventuelles précipitations.

IV.2.2.2. Le Ciment et les aciers

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. Lors de sa réception, il est essentiel de procéder à un contrôle de température ainsi qu'à certaines analyses en laboratoire, notamment pour vérifier sa résistance, son temps de prise et ses propriétés mécaniques. Par ailleurs, il est crucial de le protéger contre l'humidité en l'entreposant dans des espaces appropriés tels que des baraquements ou des hangars bien isolés.

IV.2.2.3. L'eau de gâchage

L'eau destinée au gâchage du béton doit répondre aux normes internationales suivantes :

- Matières organiques : 0.1 (g/l)
- Matières en suspension : 0.2 (g/l)
- Sels dissout : 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)

La présence excessive de ces éléments indésirables peut entraîner des effets néfastes tels que des fausses prises, une altération des propriétés du ciment ou encore une attaque des armatures en acier.

IV.2.2.4. Le Béton

Le béton est un matériau artificiel largement utilisé de nos jours dans les travaux publics et les ouvrages de bétonnage en général.

Le béton employé doit présenter une résistance à la compression de 180 bars à 28 jours. Il est composé de sable, de graviers, d'un liant hydraulique (comme le ciment ou d'autres matériaux similaires) et d'eau.

IV.2.2.5. L'enrochement

Les enrochements doivent être stockés dans des conditions optimales sur le chantier afin de garantir leur qualité et leur utilisation efficace. Ils doivent être entreposés sur un sol stable et bien drainé, ce qui permet d'éviter tout risque de dégradation causée par l'humidité ou l'instabilité du terrain.

Il est important de trier les enrochements par taille et par type, afin de simplifier leur identification et leur mobilisation pendant les différentes phases de construction. Pour les protéger des intempéries telles que la pluie, la neige ou le gel, il est recommandé de les couvrir avec des bâches résistantes.

Par ailleurs, une signalisation claire et adéquate doit être mise en place pour délimiter les zones de stockage, garantissant ainsi la sécurité des travailleurs et la préservation des matériaux. Enfin, il est essentiel de prévoir un accès facile pour les engins de manutention, permettant un transport et une installation rapide et efficace des enrochements.

IV.2.2.6. Géotextile

Les géotextiles doivent être stockés dans un endroit sec, bien ventilé et à l'abri de l'humidité ainsi que des rayons directs du soleil pour préserver leur qualité. Il est important de les conserver dans leur emballage d'origine pour les protéger des contaminants. Les rouleaux doivent être posés à plat ou sur des supports adéquats pour éviter toute déformation. Une signalisation claire est nécessaire pour identifier les différents types de géotextiles, et un accès

bien organisé doit être prévu pour faciliter leur manipulation et réduire les risques de dommages lors du transport et de l'installation.

IV.2.2.7. L’énergie électrique

L'alimentation en énergie électrique sera assurée par un groupe électrogène, sans recourir à un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

IV.2.2.8. L’alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable sera garantie par un réservoir de stockage, dont le volume sera réapprovisionné chaque jour.

IV.2.2.9. L’alimentation en carburant

L'alimentation en eau sera assurée par des camion-citernes, et le stockage se fera dans des réservoirs enterrés, équipés d'un système de pompage.

VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne sont généralement pas effectuées directement sur le chantier, mais il est essentiel de disposer d'un atelier bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des matériels.

VII.2.4. Installations pour la préfabrication

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

VII.3. Les moyens de chantier

Au sein du chantier, les moyens sont présentés de la manière suivante :

VII.3.1. Les moyens humains

Concernant les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, il est nécessaire de justifier la présence de personnel compétent pour les études préalables et la construction, en précisant leurs qualifications et leurs compétences.

VII.3.2. Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel spécifique au type de barrage et le matériel particulier. Pour chaque équipement, il convient de mentionner les marques, les modèles, les puissances, les rendements, ainsi que le nombre d'engins affectés au chantier, en précisant leur mode d'intervention selon le phasage des travaux.

Dans la construction d'un canal en enrochement, plusieurs engins sont utilisés pour différentes étapes des travaux :

- **Pelleteuse (excavatrice) :** Sert à creuser et modeler le lit du canal, ainsi qu'à déplacer les enrochements et matériaux excavés.
- **Chargeuse sur pneus ou sur chenilles :** Utilisée pour charger, transporter et décharger les enrochements et autres matériaux sur le chantier.
- **Bulldozer :** Employé pour niveler le terrain et compacter les matériaux de remblai autour du canal.
- **Compacteur vibratoire (rouleau compresseur) :** Sert à compacter les couches de sol, de gravier ou d'enrochements, garantissant la stabilité et la résistance du canal.
- **Dumpers ou camions-bennes :** Utilisés pour transporter les enrochements, matériaux excavés et matériaux de remblai sur de courtes distances sur le chantier.
- **Équipements de compactage manuel :** Tels que des pilonneuses et des plaques vibrantes, utilisés pour compacter les matériaux dans des zones difficiles d'accès pour les gros engins.

VII.4. Devis quantitatif et estimatif du projet

Tableau VII. 1. Devis quantitatif estimatif du projet.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/ml)
Terassement				
Déblai	m^3	998629	300	299,588,700
Remblai	m^3	191042	700	133,729,400
Canal en enrochement				
Enrochement	m^3	225039.53	12000	2,700,474,360
Géotextile	m^2	450079.06	3000	1,350,237,180
Canal en béton				
Béton	m^3	30024.92	25000	750,623,000
Béton de propreté	m^3	7506.23	5000	37,531,150
Montant Total (DA)				5,272,183,790
Montant total en TVA (DA)				6,273,898,710

VII.5. Planification

Elle consiste à rechercher en permanence la meilleure manière d'utiliser de manière économique la main-d'œuvre et les autres ressources disponibles pour assurer l'efficacité des actions à entreprendre. Elle inclut les étapes suivantes :

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

VII.5.1. Etapes de la planification

La planification est le processus qui guide l'exécution des travaux à réaliser. Elle comprend les étapes suivantes :

- **Collecte des informations :** L'élaboration d'une synthèse basée sur des études comparatives permet une utilisation correcte du plan de réalisation du projet.
- **Décomposition du projet :** Le projet est divisé en tâches, à chacune desquelles sont attribués un responsable, les besoins en matériel, ainsi que la durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin.
- **Relations entre les tâches :** Il existe deux types de relations entre les tâches : l'une liée à un enchaînement logique, et l'autre à un enchaînement préférentiel.
- **Choix de la méthode de calcul :** Le choix de la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage à réaliser. Dans le cas d'opérations successives, comme pour ce projet, la méthode C.P.M. (Critical Path Method) est généralement privilégiée.

VII.5.2. Plannings des travaux

Il existe trois types de plans de travail :

1) **Plan de travail au plus tôt :** Toutes les opérations commencent à leur date la plus précoce. L'entreprise choisit ce type de planning lorsqu'elle dispose de nombreux moyens et qu'elle travaille sur plusieurs chantiers.

2) Plan de travail au plus tard : Toutes les opérations commencent à leur date la plus tardive. Les tâches ne sont pas retardées. Ce type de planning est adopté par l'entreprise lorsque ses moyens sont limités, ce qui le rend plus économique.

3) Plan de travail intermédiaire : Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre la date au plus tôt et la date au plus tard. Ce planning est utilisé par l'entreprise lorsqu'elle dispose de moyens suffisants et qu'elle travaille sur un seul chantier, avec des ressources optimisées.

VII.5.3. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

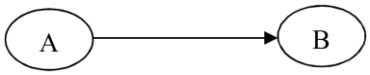
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.5.3.1. Méthodes basées sur le réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau a nœuds :**

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



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

- **Réseau à flèches :**

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



L'opération A précède l'opération B.

- **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau, il convient de suivre les trois étapes suivantes :

1- **Établissement d'une liste des tâches :** Cette première phase consiste à dresser un inventaire détaillé de toutes les opérations nécessaires à la réalisation du projet.
2- **Détermination des tâches antérieures :** Une fois la liste des tâches établie, il peut être difficile de déterminer si certaines tâches doivent être successives ou convergentes. Cette étape inclut :
   - Construction des graphes partiels.
   - Regroupement des graphes partiels.
   - Détermination des tâches de début et de fin de l'ouvrage.
   - Construction du réseau.
3- **Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM) :** L'objectif est de réduire les délais de réalisation en prenant en compte trois phases :

   - 1ère phase : Déterminer l'effectif nécessaire pour effectuer chaque tâche.
   - 2ème phase : Analyser le réseau de manière systématique, heure par heure et jour par jour.
   - 3ème phase : Adapter le réseau en fonction des conditions ou des contraintes fixées par l'entreprise.

VII.5.4. Méthode de calcul de C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont donnés à l'aide de la grille qui est constituée de 06 cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Avec: $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

- **Chemin critique C.C :**

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

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

VII.5.5. Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en prenant en compte le temps de réalisation de chaque opération, tout en tenant compte du fait que certaines tâches peuvent être réalisées simultanément. La réussite de ces travaux repose sur une planification efficace des différentes tâches afin de garantir l'efficacité de l'entreprise, en respectant plusieurs exigences, telles que :

- Le déroulement des travaux dans un ordre correct, c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- La réalisation des travaux de manière aussi économique que possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux dépend de certaines conditions, notamment :

- La mécanisation maximale des opérations.
- La disponibilité d'un matériel de construction performant, utilisé par du personnel qualifié.
- Un bon état du réseau routier pour le transport des matériaux.
- La coordination des différents travaux sur plusieurs fronts, sans compromettre leur bonne exécution.

VII.6. Symboles des différentes opérations

Les désignations des différentes opérations sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2. Symboles des opérations et leurs durées

Opération	Désignation	Temps de réalisation
Installations et accès	A	1 mois
Excavations et terrassement	B	6 mois
Remblaiement et compactage	C	3 mois
Pose du géotextile	D	5 mois
Installation des enrochements	E	7 mois
Mis en place des coffrages et ferraillages	F	2 mois
Coulage du béton	G	3 mois
Travaux de finition	H	1 mois

VII.7. Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau

Les résultats de calcul du temps de réalisation en utilisant la méthode du tableau sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 3. Résultats de calcul pour la méthode du tableau

Opérations		**TR (mois)**	**D.P**		**D.F.P**		**MT**
			D.C.P	**D.F.P**	**D.C.P.P**	**D.F.P.P**	
1-2	**A**	1	0	1	0	1	0
2-3	**B**	6	1	7	1	7	0
3-4	**C**	3	7	10	7	10	0
4-5	**D**	5	10	15	10	15	0
5-6	**E**	7	15	22	15	22	0
4-7	**F**	2	10	12	17	19	7
7-8	**G**	3	12	15	19	22	7
8-6		0	22	22	22	22	0
6-7		0	15	15	22	22	7
6-9	**H**	1	22	23	22	23	0

A partir des résultats mentionnés dans le tableau ci-dessus, la DTP est de 23 mois.

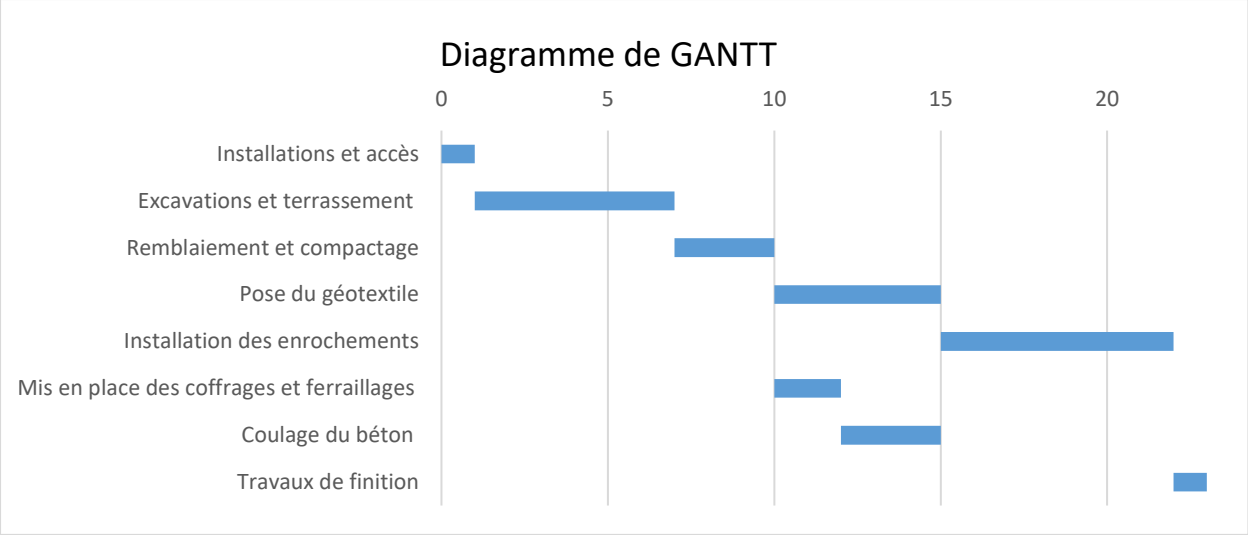


Figure VII. 2. Diagramme de GANTT.

Conclusion

L'organisation du chantier est cruciale pour garantir la réalisation et l'achèvement des projets dans les délais prévus. Une bonne organisation repose sur une planification efficace, notamment grâce à une définition claire du réseau de travaux à travers différentes méthodes. La recherche du chemin critique est essentielle pour justifier la décomposition du projet. Dans ce processus, l'entrepreneur joue un rôle clé. En conclusion, l'étude indique que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de **23 mois**, avec un coût total estimatif de **6,273,898,710** Dinars algériens.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Cette étude avait pour objectif principal de développer des stratégies adaptées pour prévenir les inondations dans la ville de Barika, tout en s'intéressant à la réhabilitation des infrastructures hydrauliques critiques comme le barrage-déversoir El Attouta. En raison des caractéristiques uniques de la région, marquée par une vulnérabilité accrue aux risques hydrologiques et climatiques, notre travail a combiné l'analyse géographique, hydrologique et génie civil avec des outils de modélisation avancés pour proposer des solutions concrètes et durables.

Le mémoire s'articule autour de plusieurs chapitres complémentaires. Le premier chapitre a posé les bases théoriques en explorant les concepts liés aux inondations et en retraçant un historique des événements marquants en Algérie, notamment dans la région de Barika. Le deuxième chapitre a présenté la zone d'étude, mettant en lumière ses spécificités géographiques, géologiques, et climatiques, ce qui a permis une meilleure compréhension des facteurs favorisant les crues. L'étude hydrologique, décrite dans le troisième chapitre, a révélé que le bassin versant de l'oued Barika présente un relief prononcé et une forme allongée, accentuant les risques de crues soudaines. Les débits de projet ont été estimés à l'aide de la méthode GRADEX, fournissant des données précieuses pour les analyses ultérieures. Dans le quatrième chapitre, une étude hydraulique approfondie a été menée, intégrant des aspects de génie civil pour la réhabilitation du barrage-déversoir El Attouta. Cette infrastructure joue un rôle crucial dans la gestion des débits et la réduction des risques d'inondation en aval. Les simulations hydrauliques réalisées avec le logiciel HEC-RAS dans le cinquième chapitre ont permis de cartographier les zones inondables et d'identifier les sections critiques nécessitant des interventions techniques. Le sixième chapitre a porté sur l'évaluation des variantes d'aménagement. Parmi les options analysées, la construction d'un canal mixte combinant enrochement et béton s'est avérée la plus adaptée pour répondre aux contraintes techniques et économiques. Enfin, le septième chapitre a fourni des estimations budgétaires et temporelles, fixant un coût total de 6,273,898,710 DA et une durée de réalisation de 23 mois pour la mise en œuvre des solutions proposées.

En conclusion, ce travail fournit une base solide pour une gestion efficace des risques d'inondation à Barika. Il souligne l'importance de la réhabilitation des infrastructures hydrauliques existantes et de l'adoption de solutions innovantes pour renforcer la résilience de la région face aux aléas climatiques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Remini, B. *Gestion des crues en Algérie : Exemple des oueds du nord.* Alger : OPU. (2013).

Ouarda, T. B. M. J., et al. *Regional flood frequency modeling in arid regions: A case study of Algeria.* Journal of Hydrology, 345(3-4), 145-158. (2008).

LEDOUX, Bruno, *La gestion du risque inondation,* 770 pages, Edition TEC et DOC, 2006.

LAHLAH Salah, *Les inondations en Algérie, Des journées techniques : Risques naturels : Inondation, Prévision, Protection,* CRESTRA. (2004).

Hubert, P., & Ledoux, E. *Hydrologie statistique.* Paris : Presses de l'École des Mines. (1999).

Ministère de l'Écologie et du Développement Durable (MEDD). *Les inondations : Approches et gestion.* Paris : MEDD. (2004).

Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge* : Cambridge University Press. (2021).

Strahler, A. N. *Dynamic basis of geomorphology.* Geological Society of America Bulletin, 63(9), 923–938. (1952).

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

Natural Resources Canada. *Guide for Flood Risk Mapping.* Ottawa, Canada : Gouvernement du Canada. (2009).

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

Disponible à l'adresse : http://www.hec.usace.army.mil/software/

U.S. Army Corps of Engineers, *HEC-RAS River Analysis System –2D Modeling User's Manual,* Hydrologic Engineering Center, CPD-68A, Version 5.0. 171p.

Disponible à l'adresse : http://www.hec.usace.army.mil/software/

IKHLEF Roumaissa, *Étude de protection contre les inondations par Modélisation des affluents Cas : du centre de Bordj Mira* (W.Béjaïa). (2023).

KADI Karim, *Protection des communes de Bordj El Kiffan et Bordj El Bahri contre les risques des inondations de l'oued El Hamiz* (W.Alger). (2023).

HAMITOUCHE Yasmine, *Etude d'aménagement hydraulique d'Oued Allala pour la protection de la ville de Ténès contre les inondations* (W. Chlef). (2020).