الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵏⵏⵉⵍⵍ ⵉⵎⵉⵣⵡⴰⵔⵏ ⵏ ⵜⵙⵙⵓⵏⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

PROTECTION DU COULOIR KHERRATA-SOUK EL TENINE CONTRE LES INONDATIONS DE L'OUED AGRIOUNE

Présenté par :
SENADI Imene.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLOUAKLI	Professeur	Président
M. BENSALAH	M.C.B	Examinateur
E. OSMANI	M.A.A	Examinateur
A. ZEROUAL	M.C.A	Promoteur

Session : Novembre 2021

Dédicace

“

À celui qui m'a appris d'être la personne que je suis , à mon idole et mon héros, à toi mon cher père.

À La mémoire de celle qui me manque le plus, à toi ma mère et à toutes les mères du monde,

À tous ceux qui me sont chers, à vous tous

”

- Imene

Remerciements

Avant de présenter le contenu de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu dieu le tout puissant de m'avoir donner le courage et la force pour que j'arrive ou je suis. Il me tient à cœur de témoigner ma gratitude à toutes personnes qui ont permis que je puisse parvenir au terme de ma formation.

Je m'adresse mes sincères remerciements :

A à mon promoteur **Mr.ZEROUAL Ayoub** pour sa rigueur, sa patience, le partage de ses connaissances dont ils ont fait preuve à mon égard durant cette période.

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

L'ensemble du personnel et enseignants de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui ont veillé à ma formation.

A mon cher père Nadir pour son amour et son soutient qui m'a toujours porté ainsi qu'à ma famille, surtout mon oncle **Zoubir ZERARGA** pour ce qui m'a appris.

A mes amis spécialement **Mahdi ZIANE**, à mon âme soeur **Wided BELKACEMI**, à mon compagnon de vie **Wafa SEDDAOUI**.

Que tous ceux auprès de qui j'ai sollicité une quelconque aide pour effectuer ce travail dans de bonnes conditions, qu'ils puissent y trouver ma sincère gratitude.

Imene.

ملخص

يهدف العمل الحالي إلى تحديد أبعاد نظام التطوير الهيدروليكي للسماح بمرور فيضانات واد أجريون عبر المدن الساحلية لممر خراطة - سوق التنين ،بولاية بجاية من خلال تحديد الارتفاعات القصوى التي وصلت إليها الفيضانات وضمان سلامة الأموال والأشخاص وكذلك المنشات الهيدروليكية (محطات ضخ ومحطة كهرومائية وأنابيب مياه الشرب لمدينة بجاية). في عملنا ، سيتم استخدام طريقة GRADEX لتحديد تدفق التردد لفترة العودة 100 عام وبرنامج HECRAS لنمذجة مستويات المياه لأماكن مختلفة من المجرى المائي باستخدامها لاحقًا لتحديد المناطق المعرضة للفيضانات . من هذه الخرائط ، سنحدد المناطق المعرضة لخطر الفيضان على جزء يبلغ طوله 28.73 كيلومترًا يعبر هذه المدن. سمحت لنا نتائج المحاكاة التي تم الحصول عليها باختيار متغيرات الحماية المناسبة.

الكلمات المفتاحية: التطوير الهيدروليكي. خراطة. برج ميرا ؛ درغينة. إيرمانين. سوق الاثنين ؛ المناطق المعرضة لخطر الفيضانات؛ متغير الحماية.

Résumé :

Le présent travail vise à dimensionner un système d'aménagement hydraulique pour permettre le passage des crues d'Oued AGRIOUNE traversant les villes côtières du couloir Kherrata- Souk El Tenine, en déterminant les hauteurs maximales atteintes par les crues et assurer la sécurité des biens et des personnes ainsi des ouvrages hydraulique (stations de pompage, station hydroélectrique et la conduite d'alimentation en eau potable de la ville de Béjaia). Dans notre travail, la méthode de GRADEX sera utilisée pour déterminer le débit fréquentiel de période de retour 100 ans et le logiciel HECRAS pour modéliser les niveaux d'eau pour différents endroits du cours d'eau en les utilisant par la suite pour définir les zones sujettes aux inondations. A partir de ces cartes, on va localiser les zones à risque de débordement sur un tronçon de 28.73 km traversant ces villes. Les résultats de simulation obtenus nous ont permis de choisir les variantes de protection adéquates.

Mots clés : aménagement hydraulique ; KHERRATA ; BORDJ MIRA ; DERGUINA ; IREMANEN ; SOUKEL TENINE ; zones à risque de débordement ; variante de protection.

Abstract :

The present work aims at dimensioning a hydraulic system to allow the passage of the floods of OuedAGRIOUNE crossing the coastal cities of the corridor Kherrata - Souk El Tenine, by determining the maxi-mum heights reached by the floods and to ensure the safety of the goods and the people as well as the hydraulic works (pumping stations, hydroelectric station and the pipe of drinking water supply of the city of Béjaia). Inour work, the GRADEX method will be used to determine the 100-year return period flow and the HEC-RAS software to model the water levels for different locations of the river and then use them to define the areas subject to flooding. From these maps, we will locate the areas at risk of flooding on a 28.73 km section crossing these cities. The simulation results obtained allowed us to choose the appropriate protection variants.

Key words : Hydraulic development ; :hydraulic development ; KHERRATA ; BORDJ MIRA ; DERGUINA ; IREMANEN ; SOUK ELTENINE ; zones at risk of overflow ; protection variants.

Table des matières

1 Historique des crues et des inondations en Algérie **2**

1.1 Introduction . . . 2

1.2 Définition des notions abordées . . . 2

1.2.1 Crues . . . 2

1.2.2 Inondations . . . 3

1.2.3 Aléas, Vulnérabilité et Risque . . . 5

1.3 Les inondations dans le monde et en Algérie : . . . 7

1.3.1 Les inondations dans le monde . . . 7

1.3.2 Les inondations en Algérie . . . 8

1.4 Les crues d'Oued Agrioune . . . 9

1.5 Conclusion . . . 10

2 Présentation de la zone d'étude. **11**

2.1 Introduction . . . 11

2.2 Description de la zone d'étude . . . 11

2.3 Le bassin versant de l'oued Agrioune . . . 12

2.3.1 Situation géographique : . . . 12

2.3.2 Géologie : . . . 12

2.3.3 Le réseau Hydrographique : . . . 13

2.3.4 Occupation du sol : . . . 14

2.4 Sismicité : . . . 14

2.4.1 La situation climatologique : . . . 15

2.5 L'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioune : . . . 22

2.5.1 Le barrage d'Ighil Emda : . . . 22

2.5.2 Le barrage de Chaabet Al Akra : . . . 23

2.6 Conclusion : . . . 24

3 Étude hydrologique **25**

3.1 Introduction . . . 25

3.2 Caractéristiques principales du bassin versant : . . . 25

3.2.1 Caractéristiques géographiques : . . . 25

3.2.2 Caractéristiques morphologiques : . . . 25
3.2.3 Caractéristiques géométriques : . . . 26
3.2.4 Étude du relief : . . . 28
3.2.5 Étude du réseau hydrographique : . . . 34
3.3 Étude des crues : . . . 39
3.3.1 Analyse des évènements de crues d'Oued Agrioune : . . . 39
3.3.2 Études fréquentielles des pluies : . . . 41
3.3.3 Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode du GRADEX : . . . 46
3.3.4 Construction de l'hydrogramme de crues : . . . 50
3.3.5 Choix de la crue du projet : . . . 53
3.4 Étude du transport solide : . . . 54
3.4.1 Méthode de TIXERONT : . . . 54
3.4.2 Méthode d'estimation au Nord algérien : . . . 55
3.5 Conclusion : . . . 56

4 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non aménagé : 57
4.1 Introduction : . . . 57
4.2 Généralités et définitions : . . . 57
4.2.1 Rappel de quelques notions d'hydraulique : . . . 58
4.2.2 Type d'écoulement : . . . 59
4.2.3 Régime d'écoulement : . . . 60
4.2.4 Le nombre de Froude : . . . 61
4.3 Canaux à ciel ouvert : . . . 61
4.3.1 Type des canaux : . . . 62
4.3.2 Propriétés des canaux : . . . 62
4.3.3 Propriétés hydrauliques : . . . 63
4.4 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non aménagé : . . . 64
4.4.1 Étendue de la zone d'étude : . . . 64
4.4.2 Descriptif du réseau : . . . 64
4.5 Modélisation de l'écoulement : . . . 71
4.5.1 Choix du type de modèle hydraulique : . . . 71
4.5.2 Présentation du logiciel HEC-RAS : . . . 71
4.5.3 Application d'HEC-RAS sur un Oued : . . . 71
4.6 La cartographie du risque d'inondation : . . . 80
4.6.1 La carte de l'aléa inondation : . . . 80
4.7 Conclusion : . . . 89

5 Études des variantes d'aménagement. 90
5.1 Introduction . . . 90
5.2 Présentation des grandes orientations : . . . 90

5.2.1 Maîtrise de l'urbanisation : . . . 90
5.2.2 Protection contre l'érosion : . . . 92
5.2.3 La protection contre les inondations : . . . 93
5.2.4 Protection de la conduite d'AEP : . . . 93
5.3 Calcul hydraulique des canaux : . . . 95
5.3.1 Conditions de l'écoulement uniforme : . . . 95
5.3.2 Formules de calcul : . . . 95
5.4 Choix des variantes d'aménagement : . . . 97
5.4.1 Le coefficient de rugosité : . . . 97
5.5 Solutions d'aménagement des villes situées le long de l'oued Agrioune : . . . 98
5.5.1 Canal en béton armé : . . . 98
5.5.2 Canal en gabillon : . . . 98
5.5.3 Les digues protégeant contre une crue de référence à choisir : . . . 99
5.6 Aménagement proposé sur le territoire de la commune de kherrata : . . . 101
5.6.1 Première variante : Canal en béton armé. . . . 101
5.6.2 Deuxième variante : Canal en gabillon . . . 105
5.6.3 Troisième variante : Les digues protégeant contre une crue de référence à choisir. . . . 108
5.7 Aménagement proposé sur le territoire de Deux Fontaines et de la commune de Souk El Ténine : . . 112
5.7.1 Première variante : Canal en béton armé. . . . 112
5.7.2 Deuxième variante : Canal en gabillon. . . . 116
5.7.3 Troisième variante : Les digues protégeant contre une crue de référence à choisir. . . . 119
5.7.4 Conclusion : . . . 120

6 Étude stabilité **121**
6.1 Introduction : . . . 121
6.2 Présentation du logiciel GEOSTUDIO : . . . 121
6.3 Étude de stabilité au glissement : . . . 122
6.3.1 Définitions : . . . 122
6.3.2 Techniques de confortement des pentes instables : . . . 123
6.3.3 Les étapes à suivre pour aboutir a la détermination du coefficient de sécurité F : . . . 123
6.3.4 Méthode des tranches (Méthode Suédoise) : . . . 123
6.3.5 La méthode de Fellenius : . . . 123
6.4 Le module d'analyse de stabilité de pente SLOPE/W : . . . 126
6.4.1 Résultats et discussions : . . . 126
6.5 Conclusion : . . . 131

7 Organisation du chantier. **132**
7.1 Introduction : . . . 132
7.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier : . . . 132
7.2.1 Le maître de l'ouvrage : . . . 132

7.2.2 Le maître d'œuvre : 132
7.2.3 L'entrepreneur : 133
7.3 Définitions des engins utilisés : 133
7.4 Devis quantitatif et estimatif du projet : 133
7.5 La Planification : 134
7.5.1 Définition : 134
7.5.2 Techniques de la planification : 134
7.5.3 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004) 135
7.5.4 Les étapes de la planification : 135
7.5.5 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M 136
7.5.6 Diagramme de Gantt : 136
7.6 Conclusion : 143

Table des figures

1 Carte géologique au 1/50000 KHERRATA. xxiii
2 Carte géologique au 1/50000 ZIAMA. xxiv

1.1 Inondations par submersion marine (source : www.eaufrance.com) 4
1.2 Inondations par ruissellement (source : www.eaufrance.com). 4
1.3 Inondations débordement d'une rivière, (source : www.eaufrance.com) 5
1.4 Définition du risque (Samuels, 2005) 6
1.5 Le risque (source : www.eaufrance.com) 6
1.6 Nombre d'inondations par pays durant la période 1974-2003 7

2.1 Représentation du BV de l'oued Agrioune. 12
2.2 Profil au long de l'Oued Agrioune. (source : LEM 2007). 13
2.3 Classification sismique des wilayas d'Algérie. 14
2.4 Carte des stations du BV d'Oued Agrioune. 15
2.5 Courbes de répartition mensuelle des températures. 16
2.6 Carte de répartition des temperatures du mois d'Avril 2020 du BV d'Oued Agrioune. 17
2.7 La répartition des vitesse des vents en m/s (2006-2015). 18
2.8 Courbe de répartition des pluies mensuelles inter-annuelles (1969-2007) 19
2.9 Carte de répartition des précipitations du mois d'Avril 2020 du BV d'Oued Agrioune. 19
2.10 Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires 20
2.11 Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage d'Ighil Emda. 21
2.12 Plan générale de l'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioune(source : SONELGAZ). 22
2.13 Vue du barrage de Chaabet Al Akra. 23

3.1 Carte hypsométrique du BV d'Oued Agrioune. 28
3.2 Répartition des surfaces et la courbe hypsométrique. 29
3.3 Carte des pentes 30
3.4 Carte des courbes de niveau. 31
3.5 Carte hydrographique du bassin versant de l'Oued Agrioune. 34
3.6 Niveau de la retenue du barrage Ighil Emda 1967. 39
3.7 Niveau de la retenue du barrage Ighil Emda 2003. 40
3.8 Situation de la station hydrométrique de Boubirek sur la carte des BVs. 41

3.9 Représentation graphique de la loi de GUMBEL de la station 150703. 43
3.10 Représentation graphique de la loi de Galton de la station 150703 44
3.11 Graphe comparatif des résultats d'ajustement par la méthode de Gumbul et Galton. 45
3.12 Graphe de la méthode de GRADEX 49
3.13 Hydrogramme de crue de période de retour centennale des différentes stations prises. 52
3.14 Hydrogramme de la crue de projet. 53

4.1 Coupe transversale d'un canal naturel. 58
4.2 Écoulement permanent. 59
4.3 Écoulement non permanent. 59
4.4 Variabilité des écoulements dans l'espace. 60
4.5 Schéma représentant les différents régimes d'écoulement. 61
4.6 Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016) 62
4.7 vue vers l'aval depuis la place du marché (le talus non stabilisé). 64
4.8 détail d'un épis détruit. 65
4.9 Détail d'un épis détruit. 65
4.10 vue générale vers l'amont prise du viaduc de la RN 09. 66
4.11 vue du pont. 66
4.12 vue du viaduc et de l'Agrioun en amont de la confluence. 67
4.13 courbe de l'Agrioun à la sortie de Bordj Mira. 67
4.14 Détail aval de l'île à Amridj, couverte d'arbres. 68
4.15 Vue des bâtiments construits sur la falaise en sortie de Darguina 68
4.16 vallée de l'oued Agrioun en aval de Darguina 69
4.17 l'Agrioun en aval de Deux Fontaines. 69
4.18 Vue aval du pont de la RN 43. 70
4.19 TIN (réseau irrégulier triangulé) de l'Oued Agrioune 72
4.20 Introduction du ficher terrain et du fichier de projection dans RAS Mapper. 73
4.21 Profile de térrain présentant une section en travers avant et aprés correction de la géométrie. . . . 73
4.22 Définition du tracé de l'oued Agrioune et des sections en travers de l'oued. 74
4.23 Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale 75
4.24 Vue en Plan en 3D de l'Oued. 76
4.25 Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Agrioune. 76
4.26 Profiles en travers. 77
4.27 Profiles en travers. 77
4.28 Profiles en travers. 77
4.29 Carte de profondeur pour la période de retour 100 ans de l'Oued Agrioune. 81
4.30 Carte de profondeur pour la période de retour 100 ans à l'aval de l'Oued Agrioune. 82
4.31 Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans à l'aval de l'oued Agrioune. . . . 83
4.32 Carte de la couverture du sol du BV d'oued Agrioune. 85
4.33 Carte de vulnérabilité à l'aval de l'oued Agrioune. 86

4.34 Carte de risque d'inidation de l'aval de l'Oued Agrioune. 88

5.1 Carte de zonage réglementaire pour une crue de 100 ans de l'aval de l'oued Agrioune. 91
5.2 Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000) 96
5.3 Coupe en travers d'un canal en gabion. 99
5.4 La profondeur normal du trançon de Kherrata. 101
5.5 Les dimensions du canal trapézoïdale du trançon à aménager de Kherrata. 102
5.6 Profiles en travers d'un canal trapézoidale pour une crue centennale pour le trançon de Kherrata. . 104
5.7 Profiles en travers d' un canal gabionné pour une crue centennale pour le trançon de Kherrata . . . 107
5.8 Construction des de la géométrie des endiguements sur RAS MAPPER 108
5.9 Carte des zones inondables du trançon de la commune de Kherrata avant et après aménagement. . 109
5.10 Vue d'une section en travers avant et après l'insertion d'une levée 109
5.11 Géométrie de la levée. 111
5.12 La profondeur normal du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine. 112
5.13 Forme du canal trapézoïdale pour le trançon d'Iremanen et Souk El Ténine. 113
5.14 Profiles en travers d'un canal trapézoidale d'une crue 100ans pour le trançon d'Iremanen et SET . 115
5.15 Profiles en travers d'un canal en gabion pour une crue centennale pour le trançon d'Iremanen et SET 118
5.16 Carte des zones inondables du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine avant et après aménagement. 119

6.1 la fenêtre pricipale du logiciel GEOSTUDIO. 121
6.2 Forces agissant sur une masse de terre. 122
6.3 Glissement type et forces pour la méthode de Fellenius 124
6.4 Cercle critique du talus amont. 126
6.5 Graphique du facteur de sécurité VS Lambda (amont). 127
6.6 Cercle critique du talus aval. 128
6.7 Graphique du facteur de sécurité VS Lambda (aval). 129
6.8 Variation de la pression d'eau. 129
6.9 Variation de la charge totale d'eau. 130
6.10 La charge pression d'eau. 130

7.1 Réseau de planification des taches avec la méthode CPM de la variante d'endiguement. 138
7.2 Diagramme de Gantt pour la variante d'endiguement au niveau de la commune de Kherrata. . . . 139
7.3 Réseau de planification des taches avec la méthode CPM de la variante du gabionnage. 141
7.4 Diagramme de Gantt pour la variante du gabionnage au niveau du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine 142

Liste des tableaux

1 Série Pluviométrique de La station 03.02.04 xxv
2 Série pluviométrique de la station 030205 xxv
3 Série pluviométrique de la station 030207 xxvi

1.1 Inventaire des inondations tragiques en Algérie. 8

2.1 Répartition mensuelle des températures (Source : ONM, in MFE Hamdani Aziz, 2012) 16
2.2 La répartition des vitesse des vents en m/s (2006-2015), (Source : ONM) 17
2.3 Répartition de l'humidité pour la période (2005-2016), (Source ONM) : 18
2.4 Répartition des des pluies mensuelles interannuelle (1969-2007), (Source : SONELGAZ) 18
2.5 Position géographique de la station de Kherrata (Source : MFE Hamdani Aziz, 2012) 20
2.6 Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires (Source : ONM in MFE Hamdani Aziz, 2012) 20
2.7 Position géographique de la station d'Ighil Emda (Source : SONELGAZ) 21
2.8 Évaporation au niveau du barrage d'Ighil Emda (1946-1953), (Source : SONELGAZ) 21

3.1 Les paramètres hydromorphométriques du BV d'Oued Agrioune. 27
3.2 Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Agrioune 29
3.3 caractéristiques altimétriques du bassin versant d'Oued Agrioune. 30
3.4 Indice de pente global du bassin versant d'Oued Agrioune. 32
3.5 Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global. 32
3.6 Indice de pente moyenne du bassin versant d'Oued Agrioune. 33
3.7 Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M. 33
3.8 Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant de l'Oued Agrioune . . 33
3.9 La densité de drainage du bassin versant d'Oued Agrioune. 35
3.10 Calcul du temps de concentration du BV d'Oued Agrioune. 37
3.11 Paramètres hydrographiques du BV d'Oued Agrioune. 38
3.12 Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin Versant d'Oued Agrioune. 38
3.13 Caractéristique de la station hydrométrique « Boubirek » (Source : ANRH). 41
3.14 Série des débits maximales annuels prise de la station 150703 (Source : ANRH) 42
3.15 Caractéristiques de la série des débits de la station 150703 : 42
3.16 Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL de la station 150703 43
3.17 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon 43

3.18 Résultat de l'ajustement à la loi Log-Normal de la station 150703 44
3.19 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon 45
3.20 Résultats du test de Khi carré de la station Hydrométrique 150703. 46
3.21 Caractéristique des stations pluviométriques (Source : ANRH). 47
3.22 Résultats de calcul de b' pour les trois stations prises. 48
3.23 Résultats de l'ajustement des quatre stations par la méthode de GRADEX. 49
3.24 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue σ. 50
3.25 les valeurs du temps de base, montée et décrue. 50
3.26 Valeurs du débits centennales en fonction du temps 51
3.27 Estimation du coefficient de perméabilité. 54
3.28 Résultats de calcule de la lame d'eau écoulée 55

4.1 Coefficients de Maning en lit Mineur appliqués à l'Oued Agrioune. 75
4.2 Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Source : Logiciel HEC-RAS). . . 78
4.3 Tableau récapitulatif des vitesses d'écoulement des différents secteurs. 84
4.4 Les valeurs de référence de type d'occupation pour la vulnérabilité. 84

5.1 Croisement Aléas et enjeux. 90
5.2 Les valeurs du coefficient de rugosité 'n', (Chen et Cotton, 1986) 97
5.3 Revanches utilisées (Degoutte, 2012) 97
5.4 Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés (Degoutte, 2012). 97
5.5 Dimensions de l'aménagement du trançon de Kherrata (canal en béton armé). 102
5.6 Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapèzoidale en béton armé du trançon de kherrata (Source : HECRAS) 103
5.7 Devis de la variante canal en béton armé pour le trançon de Kherrata. 104
5.8 Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné du trançon de Kherrata. 105
5.9 Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal gabionné du trançon de kherrata (Source : HECRAS) 106
5.10 Devis de la variante canal en gabion pour le trançon de Kherrata. 107
5.11 Géométrie de l'endiguement. 110
5.12 Devis de la variante d'endiguement pour le trançon de la commune de Kherrata. 111
5.13 Dimensions de l'aménagement d'Iremanen et Souk El Tenine. 113
5.14 Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoidale du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine (Source : HECRAS) 114
5.15 Devis de la variante (canal en gabion) du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine. 115
5.16 Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné du trançon de Iremanen et Souk El Tenine. 116
5.17 Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal gabionné du trançon d'Iremanen + Souk El Tenine, Source : HECRAS) 117
5.18 Devis de la variante (canal en gabion) du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine. 118
5.19 Géométrie de l'endiguement. 120
5.20 Devis de la variante d'endiguement pour le trançon d'Iremenan et Souk El Tenine. 120

6.1 Inconnues et équations pour la méthode de Fellenius 125
6.2 Caractéristique du cercle critique du talus amont. 127
6.3 Caractéristique du cercle critique du talus aval. 128

7.1 Engins utilisés. 133
7.2 Le devis des différents travaux de l'aménagement du trançon de la commune de Kherrata. 133
7.3 Le devis des différents travaux de l'aménagement du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine. . . . 134
7.4 Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation des endiguements. 137
7.5 Succession des tâches de réalisation des endiguements. 137
7.6 Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation d'in canal en gabion. 140
7.7 Succession des tâches de réalisation du canal en gabion. 140

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse de l'Oued Agrioune.
Planche N°2 : Profile au long du trançon aménagé de la commune de Kherrata.
Planche N°3 : Profile au long du trançon aménagé d'Iremanen et Souk El Tenine.
Planche N°4 : Profile type de la variante d'endiguement.
Planche N°5 : Profile type de la variante du gabionnage.
Planche N°6 : Coupe détaillée de la variante du gabionnage.

Liste des abréviations

A : Surface (m^2) ;

ANRH : Agence National des Ressources Hydriques ;

BV : Bassin Versant ;

Ca : Coefficient d'allongement ;

Cp : Coefficient de pointe ;

Ct : Coefficient de torrentialité ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard. DFP : date de finition au plus tôt ;

Dd : Densité de drainage Km/Km^2 ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

Ds : le transport solide en ($t/Km^2/an$) ;

F : Nombre de Froude ;

g : Accélération due à la gravité (m/s^2)

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

Ic : Pente du talweg principale (%) ;

Im **:** Pente moyenne du bassin versant m/Km ;

$Imoy$ **:** Pente moyenne du cours d'eau m/Km ;

Ip : Indice de pente de Roche % ;

Kc : Indice de compacité ;

Le : Lamme d'eau écoulée (mm)

MNT : Modèle Numérique de Terrain ;

n : Coefficient de rugosité de Manning ;

NGA : Nivellement Général de l'Algérie ;

ONM : Office National Météorologique ;

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

P : Périmètre (Km) ;

P.E.R.T : Program Evaluation and Review Technical ;

Pj.max : Pluie maximal journalière (mm) ;

PPRI : Plan de prévention du risque d'inondation.

Qmax : Débit maximal de la crues (m^3/s) ;

Qmoy : Débit moyen de la crues (m^3/s) ;

Qt : Débit à l'instant t (m^3/s) ;

R : Rayon hydraulique (m)

RN : Route National ;

SIG : Système d'Information Géographique ;

Sm : Surface mouillée (Km^2)

Ta : désigne la dégradation spécifique en ($T/Km^2/an$) ;

Tb : Temps de base (heures) ;

Tc : Temps de concentration (heures) ;

Tm : Temps de décrue (heures) ;

Tm : Temps de montée de la crue (heures) ;

TIN : Triangulated Irregular Network

Tr : temps de réalisation ;

Vr : Vitesse de ruissellèment m^2/s ;

1D : Unidimensionnel ;

2D : Bidimensionnel ;

Outils de travail

ArcGIS :

ArcGIS est une suite de logiciels d'information géographique (ou logiciels SIG) développés par la société américaine ESRI (Environmental Systems Research Institute, Inc.). Arc GIS est composée de trois parties (Applications ou logiciels) essentiels :

- **Arc Map :** Permet d'éditer les fichiers en format géodatabase.
- **Arc Catalog :** Permet la gestion des données c'est –à-dire d'obtenir le maximum d'information sur l'objet édité. Il d'agit d'un système de gestions de bases de données (SGBD).
- **Arc ToolBox :** Composée d'un ensemble d'outils de transformation des données.

Autocad :

C'est un logiciel de dessin assisté par ordinateur (DAO) créé par Autodesk.

GEOSTUDIO :

Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés a la géotechnique.

HEC-RAS

HEC-RAS est un progiciel d'analyses hydrauliques désigné à modéliser les écoulements à surface libre dans les canaux naturels et artificiels avec la prise en compte des ouvrages de franchissement. Il permet de simuler les écoulements graduellement variés en régime transitoire et d'effectuer les calculs de lignes d'eau en régime dynamique en simulant les différents obstacles le long du cours d'eau. (HEC-RAS, 2019)

HYFRAN

L'ajustement des fonctions de distribution est réalisé à l'aide du logiciel Hyfran (Bobée et al 1999) conçu par l'Institut national de la recherche scientifique – Centre Eau Terre Environnement (INRSETE). Le critère d'information bayésien est utilisé pour déterminer la distribution qui s'ajuste le mieux aux données étudiées.

MS Project

Microsoft Project (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets1.

Utilisé aujourd'hui (2011) par plus de 20 millions de chefs de projet, Microsoft Project est le logiciel de gestion de projet le plus utilisé au monde2,3. Plus de 10 000 entreprises ont aussi déployé la version serveur de Microsoft Project, nommée Microsoft Project Server.

Qgis 3.16 :

QGIS est un logiciel SIG (système d'information géographique) libre multiplate-forme publié sous licence GPL. Le développement a débuté en mai 2002 et est sorti en tant que projet sur Source Forge en juin 20022. Il était également appelé Quantum GIS jusqu'en septembre 2013. Via la bibliothèque GDAL3, il gère les formats d'image matricielles (raster) et vectorielles, ainsi que les bases de données4.

QGIS fait partie des projets de la Fondation Open Source Geospatial. Le logiciel est intégré à la liste des logiciels libres préconisés par l'État français dans le cadre de la modernisation globale de ses systèmes d'informations (S.I.).

Introduction générale

Le risque d'inondation représente le principal risque naturel dans le monde en termes d'impact humain et de pertes économiques **(Messner et al., 2007)**. En Algérie fait partie des dix risques majeurs présents sur le territoire et cités par la loi 04-20 du 25 Décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable **(J.O.R.A., 2004)**. Les inondations peuvent également endommager l'environnement **(Yang, 1993 ; Tangara, 2005)**.

Les dégâts causés par les inondations sont devenus plus importants au cours des dernières années en raison de l'expansion urbaine forte dans les zones vulnérables à l'inondation. De 1900 à 1980, les inondations ont causé plus de 339 millions de victimes **(Ballais et al., 2011)**.

Dans le monde, les inondations causent plus de (50%) de la perte de vies humaines en moyenne de 20 000 morts/an (Randrianasolo, 2009). Au cours des dernières décennies, plus de deux tiers des personnes touchées par des catastrophes naturelles ont été victimes d'inondations, qui représentent également environ un tiers des pertes économiques de ces catastrophes à travers le monde (ONU, 2004). Ces dégâts ont été estimés à 50 milliards de dollars US par an durant la décennie 1990-1999 et une augmentation des coûts de 4% par an **(Ketrouci, 2014)**.

En Algérie, les inondations catastrophiques constituent ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Selon la base de données national sur les catastrophes **(DGPC, 2010)**, une commune sur trois (485 communes) est susceptible d'être inondée en partie ou en totalité et les dégâts peuvent être amplifiés plus particulièrement pour la population habitante aux voisinages des oueds **(Borsali et al., 2005 ; Cheikhlounis et al., 2011)**.

A l'instar de tous les grands oueds Algériens, l'oued Agrioune qui draine un bassin versant d'une superficie **938.48** km^2, est considéré comme étant l'un des cours d'eau les plus redoutables du fait qu'il traverse le couloir de Kherrata - Souk El Tenine, passant par les villes de Kherrata, Bordj Mira, Derguina, Iremanen (Deux fontaines) et Souk El Tenine.

Les villes de Kherrata et Souk el Ténine connaissent des inondations récurrentes liées aux débordements de l'oued Agrioun. En particulier, le dernier événement remonte au 3-4 Avril 2003 où des pluies diluviennes se sont abattues sur la région. La hauteur de précipitations a été mesurée à 163 mm à Bejaïa et 239 mm à Kherrata. Lors de cet événement, de nombreuses routes ont été coupées à la circulation et une dizaine de familles ont été évacuées dans la localité de Taskriout et relogées à Darguina. Une vingtaine de commerces a par ailleurs été inondée à Kherrata.

D'autres inondations plus anciennes sont restées dans les mémoires : Décembre 1967, événement lors duquel un pont a été emporté à Souk el Ténine, et Février 1984.

Les inondations créent régulièrement des déchaussements et des ruptures de la conduite d'alimentation en eau potable de Bejaïa, conduite qui suit le cours de l'oued Agrioun.

L'étude de protection contre les inondations du couloir Kherrata – Souk el Ténine consiste en :

— Une analyse hydrologique des crues de l'oued Agrioune ;
— Une analyse du fonctionnement hydraulique et hydro-géomorphologique de la rivière ;
— Un diagnostic de la vulnérabilité de la zone d'étude ;
— La définition des aménagements de protection pour les sites les plus sensibles ;

Chapitre 1

Historique des crues et des inondations en Algérie

1.1 Introduction

Les plus fortes crues des cours d'eau (des Oueds) de l'Algérie se manifestent en automne et en hiver à cause des orages et des averses intenses **(B.TOUAIBIA ;Mars 2004)**, dont la durée est très courte (de quelques minutes à quelques heures). Ces fortes crues engendrent des inondations catastrophiques dont les dégâts humains et matériels ont été toujours très élevés ; d'où l'historique des inondation en Algérie montre que 1/3 des commune de l'Algérie sont inondations susceptibles d'être inondées. Dans ce premier chapitre nous allons présenter quelques notions hydrologiques essentielles dans le concept de risque d'inondation. Il est nécessaire donc d'aborder la définition de : crue, inondation, aléa, etc. Et parlons de l'historique d'inondations en Algérie.

1.2 Définition des notions abordées

Il est utile, au préalable de retenir une définition pour chacun de ces termes : crue, inondation, aléa, vulnérabilité et risque.

1.2.1 Crues

Il existe de nombreuses définitions provenant de diverses sources. À tire d'exemple **(GPC, 1986)** a défini la crue comme «une augmentation notable et temporaire du débit d'eau générant une élévation du niveau d'eau dans le cours d'eau». Le glossaire international de l'hydrologie **OMM-N° 385 (UNESCO, 1992)** définit la crue comme suit : «un phénomène naturel qui se caractérise par une montée, loin de la normale, du débit et par conséquent de niveau de l'eau dans un cours d'eau jusqu'à un pic à partir duquel le niveau de l'eau diminue à un rythme plus lent». Les crues sont une conséquence naturelle des précipitations excessives et de la fonte des neiges **(Garnier and Rode, 2006).** En fonction de l'importance des débits, une cru peut couler dans le lit mineur du cours d'eau (chenal) ou sortir de son lit et inonder les zones adjacentes. La crue est décrite à partir de trois paramètres : le débit, la hauteur d'eau et la vitesse du courant **(Moulin, 2007)**. En générale, on distingue trois types de crues (crues lentes, rapides et torrentielles) qui sont différenciées par la brutalité, la durée et le volume :

Crues lentes

dites aussi crues de plaine, elles sont observées sur les fleuves et grands cours d'eau. Elles restent habituellement une période relativement plus longue qui peut durer une ou plusieurs semaines, voire des mois. En dépit de leur évolution lente, les crues de plaine peuvent entraîner des dommages aux produits agricoles, des routes et des liaisons ferroviaires. Les crues lentes résultent de situations météorologiques, à grande échelle, caractérisées par

des précipitations importantes en termes de quantité et de durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible.

Crues rapides

se produisent sur des petits bassins versants et sont principalement dues à des précipitations courtes et intensives (ex : des orages). Ce type de crues se produisent principalement dans les régions montagneuses caractérisant par des terrains accidentés et rocheux et les pentes sont raides d'où l'eau de pluie s'écoule plus rapidement et de manière approfondie. Elles se caractérisent par un temps de montée des eaux inférieur à 12 heures et des débits de pointe très importants **(GPC, 1986)**. En général ce type de crues est souvent associé à de graves dommages en raison de la soudaineté et de la rapidité **(Audrey, 2013)**.

Crues torrentielles

sont souvent associées à des orages localisés, de courte durée et de forte intensité induisant la réponse rapide des bassins versants de quelques dizaines à quelques centaines de km^2 , là où la pente et l'imperméabilisation favorisent le ruissellement. Elles se caractérisent pas un temps de montée très court de l'ordre de quelques heures voire quelques minutes **(Moulin, 2007)**. Dans ce cas, les alertes efficaces sont beaucoup plus difficiles à atteindre **(Audrey, 2013)**. En effet, même l'événement est prévu, le temps de réaction n'est pas suffisant pour mettre en œuvre des mesures préventives (ex :l'évacuation, l'érection de barrières anti-inondation, etc.). Les crues éclairs peuvent également se produire dans des zones localisées lorsque le sol trop sec à cause de la longue période de sécheresse **(Abushandi, 2011)**.

1.2.2 Inondations

Les définitions des inondations sont utiles pour évaluer les effets sur la vie humaine, les dommages à l'infrastructure et le coût financier qu'elles peuvent causer. Cependant, il n'y a pas de définition universelle de terme inondation. Parmi les exemples de définitions d'inondation actuellement utilisées, on cite :

- L'inondation est la présence d'eau dans les zones généralement sèches. Ce phénomène entraîne la présence de beaucoup d'eau dans les zones qui ne sont pas habituellement sous l'eau **(Ludlum, 1995 ; Jonkman and Kelman, 2005)**.
- L'inondation est une élévation du niveau d'eau, dans le lit ordinaire dénommé le lit mineur (le lieu des écoulements ordinaires), aboutit à un débordement dans le lit majeur (l'espace d'inondation) **(Izambart, 2011)**.
- L'inondation est une augmentation significative du niveau d'eau dans un cours d'eau, un lac, un réservoir ou une région côtière **(Vos et al., 2010)**.

Effets des inondations

Les inondations ont des effets négatifs ou nocifs pour la vie, la santé et les biens ainsi que pour les infrastructures publiques, le patrimoine culturel, les systèmes écologiques, la production industrielle et agricole et les entreprises. L'ampleur des dommages peut être mineure à sévère en fonction de la hauteur et la vitesse de l'eau, la durée de submersion, la localisation du phénomène, etc...

D'après**, Molinari and Handmer (2011)**, il existe plusieurs approches distinguent les effets des inondations ou les dommages causés par les inondations comme : "directs et indirects", "tangibles et intangibles" ainsi que les dommages "potentiels et réels". Ils ont été définis comme suit :

- **Pertes directes :** sont des dommages résultant d'un contact direct avec le danger (ex :dommages causés par les inondations aux bâtiments, aux biens, aux infrastructures, aux réseaux (électricité, eau, assainissement,...) et aux cultures agricoles ;
- **Pertes indirectes :** sont des pertes dues aux inondations, mais non à son impact direct (ex : pertes commerciales dues à la perturbation des activités) ;
- **Pertes corporelles :** sont des éléments et activités ayant une valeur monétaire (ex : bâtiments, Élevage, etc.) ;

— **Pertes intangibles :** sont des choses qui ne sont généralement pas achetées et vendues (ex : la vie, etc.) ;
— **Les pertes réelles :** qui concernent l'existence de certains types de mesures d'atténuation et une réduction des pertes évitables.

Impacts des inondations

En effet, les facteurs qui contribuent à la souffrance des personnes touchées par les inondations sont les suivants :
— La perte d'effets personnels, en particulier ceux de valeur sentimentale qui ne peut pas être remplacée ;
— Les pressions financières liées à la réparation des dommages dus aux inondations ;
— Le nettoyage des villes suite aux inondations et l'ampleur des mauvaises odeurs ;
— La perte d'emploi ou défaillance d'entreprise ;
— Le coûts supplémentaires et stress liés à l'obligation de vivre dans des zones inondables ;
— La perte des moyens de substance (les animaux domestiques, cultures,...) ;
— La réduction potentielle de la valeur des biens ;
— La crainte d'une nouvelle inondation.

Type d'inondations

Il existe plusieurs types d'inondations présentent des formes et des degrés de danger pour les personnes, les biens et l'environnement. Il existe essentiellement deux grandes causes des inondations :
— **Les inondations côtières :** sont causées par des niveaux de la mer plus élevés que la normale, en grande partie à la suite de tempête, ce qui entraîne des vagues dans la mer débordant la terre ;

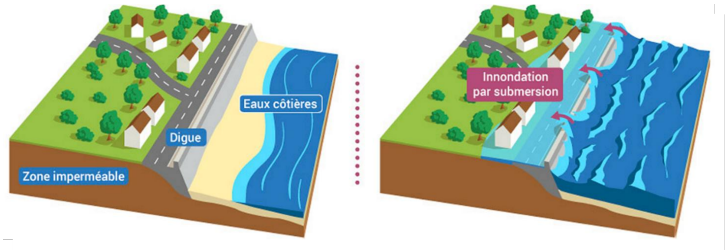


FIGURE 1.1 – Inondations par submersion marine (source : www.eaufrance.com)

— **les inondations par ruissellement :** qui se produit lorsque la quantité de pluie dépasse la capacité d'infiltration du sol pour absorber l'excès de l'eau. L'inondation de la ville de Oued R'hiou (le 20 octobre 1993) est l'exemple parfait de ce type d'inondation où 20 minutes de pluies ont fait : 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus (Lahlah, 2004) ;

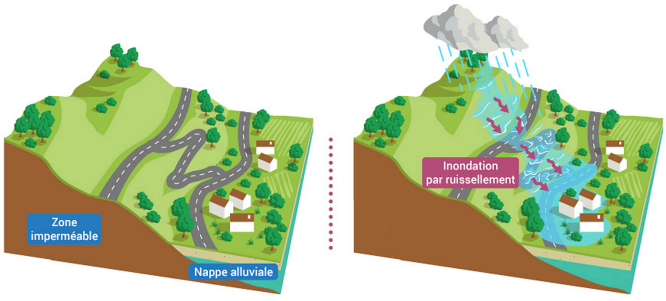


FIGURE 1.2 – Inondations par ruissellement (source : www.eaufrance.com).

— **les inondations des rivières (le débordement d'une rivière) :** qui se produit lorsque la capacité d'un cours d'eau est insuffisante pour transporter l'excès de l'eau. Dans cette situation, les eaux surplus se déversent à partir du lit mineur sur les zones adjacentes (la plaine d'inondation). Cette situation peut se produire rapidement dans des cours d'eau courts et abrupts ou après un certain temps et une certaine distance dans les cours d'eau long et doux.

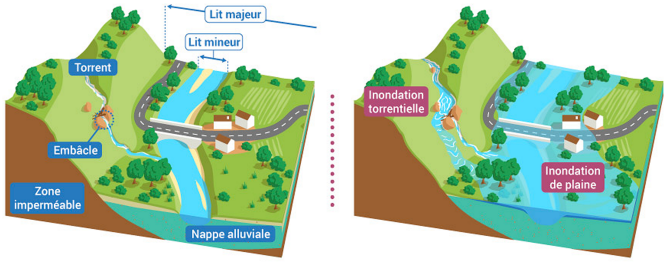


FIGURE 1.3 – Inondations débordement d'une rivière, (source : www.eaufrance.com)

Cependant, l'inondation survient fréquemment à la suite d'activités anthropiques dont la croissance et le développement non planifié dans les zones inondables. Elle survient aussi à degrés moindre après la construction des barrages et des digues **(Fehri, 2014)**, ou due à des défaillances du barrage, qu'elles soient faites par l'homme ou naturellement (ex : en raison de rupture). **(Gheith and Sultan, 2002)** Les inondations dans les régions arides résultent des événements de précipitations extrêmes et irrégulières. Ces événements se produisent lorsque les conditions suivantes sont remplies : l'humidité du sol, les conditions d'infiltration, pentes abruptes et une forte intensité des précipitations **(Rodier and Roche, 1978)**. L'irrégularité extrême de ces facteurs réduit l'efficacité des méthodes de prévision des crues.

1.2.3 Aléas, Vulnérabilité et Risque

Les aléas

En générale, l'aléa est décrit par la probabilité d'occurrence et l'intensité du phénomène en un lieu et à un instant donné **(Dauphiné, 2001 ; Lindley et al., 2011)**. L'aléa traduit donc la notion de fréquence ou de période de retour **(Fouchier, 2010)**. L'aléa d'inondation résulte de la combinaison de différents facteurs :

— Débit du cours d'eau,
— La vitesse d'écoulement,
— Surface inondable,
— Hauteur et la durée de submersion ;
— Période de retour **(INERIS, 2003)**.

La vulnérabilité

La vulnérabilité est définie par **Larousse (2012)** comme «le fait qu'une personne ou un bien soit exposé à des atteintes des blessures». Selon **D'Recolés (1994)**, la vulnérabilité est «la propension d'une société donnée à subir des dommages en cas de manifestation d'un phénomène naturel ou anthropique». **Aste et al. (1996)** ont définit la vulnérabilité comme,«le niveau d'endommagement potentiel (compris entre 1 et 0) d'un élément exposé donné, soumis à l'action d'un phénomène pressenti ou déclaré, d'intensité donnée». La vulnérabilité désigne le niveau de perte ou de dommage prévisible, résultant d'un phénomène naturel de magnitude donnée, sur les enjeux **(PPR, 1997 ; UNDRO, 1980)**. Les enjeux cités ici sont les personnes, les biens, activités, moyen et patrimoine **(Veyret, 2004)**. En général, il y'a deux termes décrivant la vulnérabilité. Il s'agit vulnérabilité directe et indirecte.

— **La vulnérabilité directe :** représente les choses physiques (matérielles, biens). Elle est utilisée pour définir la probabilité que les biens subissent des conséquences liées au contact immédiat avec le phénomène dangereux.

— **La vulnérabilité indirecte :** est utilisée pour déterminer la probabilité que les actifs soient indirectement affectés par un risque ou induisent d'autres impacts **(Eleutério, 2012)**.

La vulnérabilité représente alors l'interaction entre des biens et matériels exposés et un aléa d'intensité variable **(Izambart, 2011)**. Ainsi, la vulnérabilité pourra évoluer dans le temps et dans l'espace **(Roche, 2009)**. Le premier aspect de la vulnérabilité des biens aux inondations est leur potentiel d'être atteint par l'eau de crue, c'est-à-dire l'exposition. Les zones vulnérables aux inondations sont susceptibles à subir des conséquences en raison de cette exposition **(Green et al., 1994 ; Messner et al., 2007)**. Les inondations s'accroissent également dans les zones urbaines, ce qui provoque de graves problèmes pour les personnes et les biens. Une partie de cet accroissement est due au développement urbain dans des endroits vulnérables aux inondations **(Eleutério, 2012)**.

Les risques

Les risques sont des événements physiques potentiellement dommageables, des phénomènes ou des activités humaines qui causent des pertes en vies humaines, des blessures, des dommages matériels, des perturbations sociales et économiques ou la dégradation de l'environnement **(Makoka and Kaplan, 2005)**. Le risque est un dommage résultant d'une exposition à un danger (Izambart, 2011). Lorsqu'il se matérialise on parle alors d'accident, si l'ampleur des dommages causés dépasse un certain seuil de tolérance, il s'agit alors d'une catastrophe **(Roche, 2009)**. **Bourrelier (1997)** a défini le risque inondation comme la «co-occurrence d'un aléa hydrographique et d'une vulnérabilité en un point géographique donné» . Comme le montre la figure (1.4), le risque d'inondation est une combinaison de la probabilité d'une inondation (l'aléa) et les conséquences potentielles découlant (la vulnérabilité) **(Faugères and Noyelle, 1992)**.

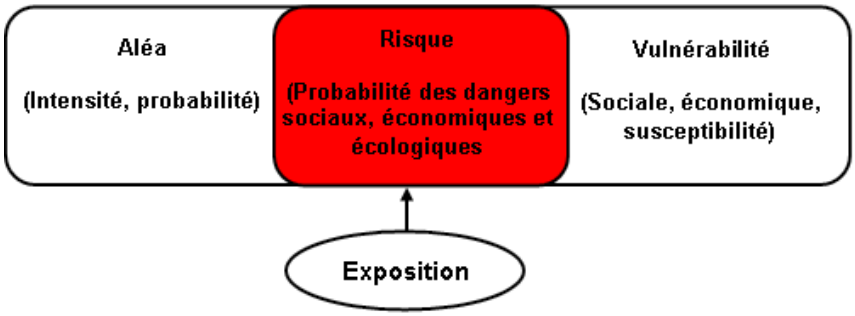


FIGURE 1.4 – Définition du risque (Samuels, 2005)

Le risque d'inondation (figure 1.5) est une interaction complexe de l'hydrologie et de l'hydraulique du cours d'eau avec un potentiel de dommages dans les zones inondables **(Manandhar, 2010)**.

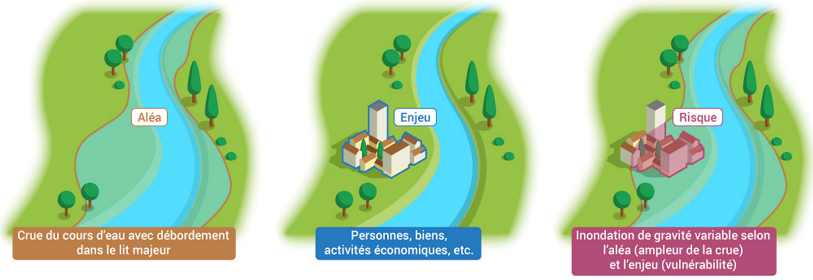


FIGURE 1.5 – Le risque (source : www.eaufrance.com)

L'inondation est un risque naturel majeur dans plusieurs pays et représentent un risque récurrent **(Eleutério, 2012).**

Le risque d'inondation augmente au fil du temps, en raison de la croissance démographique extrêmement rapide dans les zones sujettes aux inondations. Autres facteurs, aggravant le risque des inondations, comprennent

le changement climatique **(Katz and Brown, 1992 ; Beniston et al., 2007)** qui entraînera une augmentation des fréquences et de l'intensité des tempêtes extrêmes **(IPCC, 2007)**.

Le risque d'inondation est étroitement lié à la localisation et l'intensité des événements météorologiques spécifiques **(Gayl, 1983)**. L'auteur prévoit que les événements de fortes précipitations, qui sont très susceptibles d'augmenter en fréquence, augmenteront les risques d'inondation.

L'évaluation des risques d'inondation consiste à comprendre et à quantifier ce phénomène complexe. Le but principal de l'analyse des risques est de comprendre et de mesurer les conséquences possibles liées à la survenue d'inondations dans les zones occupées par les enjeux , vulnérables (biens, personnes,..).

Le risque est estimé en fonction de la probabilité, de l'exposition et de la vulnérabilité, et comporte deux composantes : l'aléa (le phénomène générateur du risque) et la vulnérabilité (les inconvénients potentiels) **(Moulin, 2007 ; Coustau, 2011 ; Estupina, 2004)**.

1.3 Les inondations dans le monde et en Algérie :

1.3.1 Les inondations dans le monde

Dans le monde entier, les dommages annuels d'inondation liés aux crues ont été estimés à 50 milliards de dollars par an durant la décennie 1990-1999, avec une augmentation des coûts de 4% par an **(Ketrouci, 2014).**

Selon la base de données internationale sur les catastrophes EM-DAT , 2 470 crues ont été recensées lors des vingt dernières années (1999 et 2009). Ces catastrophes ont provoqués environ 147 457 de victimes et les dommages ont été estimés à 372.5 milliards de Dollars **(Oujbbour, 2015).**

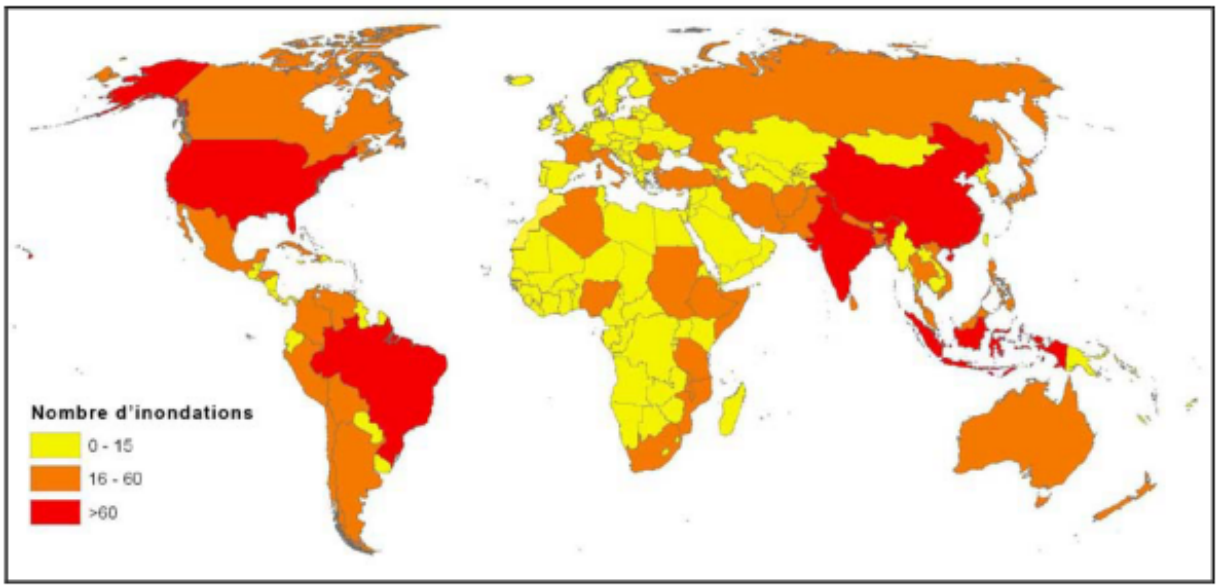


FIGURE 1.6 – Nombre d'inondations par pays durant la période 1974-2003

Selon **l'ONU (2004**) les inondations n'affectent, en général, à l'échelle mondiale, que les classes sociales les plus défavorables, il provoque chaque année la mort de plus de 5000 personnes.

1.3.2 Les inondations en Algérie

En Algérie, les inventaires des inondations qui ont été faites par **Hamadache et al. (2002)**, **Lahlah (2004)** et **Bouasria et al. (2010)**, pour la période allant de 1971 à 2008, révèle que nombreuses régions dans ce pays étaient des victimes des crues catastrophiques atteignant parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale comme illustré dans le **(tableau 1.1)**. En totalité, ces événements ont provoqué plus de 1131 personnes sont mortes ou portées disparues .

TABLE 1.1 – Inventaire des inondations tragiques en Algérie.

Date de l'événement	Zones touchées	Nbr de victimes
12 Octobre 1971	Azzazga (W Tizi Ouzou)	40 morts
28 au 31 Mars 1974	Alger et Tizi Ouzou	52 morts
01 Septembre 1980	EL Eulma (W.Sétif)	44 morts
22 Août 1983	Birrine (W.Djelfa)	10 morts
03 Février 1984	Jijel, Constantine, Skikda,Guelma, Khenchla et OumEl Bouaghi	23 morts
05 Juillet 1987	Batna	02 morts
01 Septembre 1989	Biskra	02 morts
21 Septembre 1989	M' Sila	01 mort
15 Octobre 1989	Ain Deflfla	01 mort
03 Juin 1991	Ghardaia	09 morts
26 - 27 Janvier 1992	Alger, Blida, Tipaza, Chlef,Ain Defla, Medea..	10 morts
20 Octobre 1993	Oued R'hiou (W. Relizane)	22 morts
23 Septembre 1994	Bordj Bou Arréridj, Msila,Djelfa, Medea, Bouira, AinDefla et Tiaret	27 morts
29/09 au 02/10/1994	Ghardaia, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemssilt et Sidi Bel Abbés	21 morts
04 Avril 1996	Annaba et El Tarf	5 morts
14 Janvier 1999	Adrar	12 morts
28 Septembre 2000	Bou Saâda (W. M'Sila)	01 mort
14 Octobre 2000	Ain Temochent	04 morts
23 Octobre 2000	Naama	05 morts
24 Octobre 2000	Sidi Bel Abbes, Tissemsilt, Chlef et Ain Defla	01 mort
10 et 11 Novembre 2001	Bab El Oued (Alger)	800 morts
18 et 19 Avril 2007	Ghardaïa	29 morts
01 Octobre 2008	Ghardaïa	Plus de 33 morts,
01-02 Octobre 2011	El Bayadh	13 morts
29 Aout 2015	Khenchela (communes de Babar et Ouled Rechache).	1personne est portée disparue,
14 septembre 2018	Tébessa	1 mort
12 septembre 2019	Alger, Guelma, Djelfa, Souk-Ahras, Bechar	9 morts
Mai 2021	Médéa	1 mort

Causes des inondations catastrophiques en Algérie :

- **Situations météorologiques remarquables :** se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes ,orages violents) ;
- **Topographie défavorable :** qui associée à la forte concentration et l'effet d'urbanisation présentent de grands risques ;
- **Crues torrentielles :** (crue-éclair) affectant le plus souvent les petits bassin ;
- **Grands bassins versants :** résultant le plus souvent de précipitations importantes généralisées sur de grandes étendues et caractérisées par leur longue durée et la quantité de leur écoulement ;
- **Transport solide significatif :** dans 56 pour cents des cas.

Les préventions de luttes contre les inondations

Ministère des Ressources en Eau a pris en charge cette problématique par élaboration des études de protection des agglomérations exposées a quelques d'inondations et leurs mise en exécution. Actuellement des solutions de protections des villes contre les inondations sont mises en œuvre à travers des projets dans le cadre des différents programmes de développement.

- **Mesure structurelle ou protection physique :** Les digues longitudinales, barrages excréteurs et bassins de rétention, aménagement et recalibrage d'oueds... etc, sont des mesures de protection ;
- **Mesures opérationnelles :** Dispositif d'intervention , activé à chaque émission de Bulletin Météo Spécial. Ce dispositif consiste à déployer les équipes d'exploitation ONA-SEAAL, SEOR et SEACO aux points inondables à identifier ;
- **Mesures préventives :** Développement et mise en place des outils de prévention et d'alerte (systèmes perte pilotes Oued El Harrach, Oued Mekkara), modernisation des stations hydrométriques de l 'ANRH PPRI PILOTES.

Par ce que le risque zéro n'existe pas. C'est ainsi que dans le cadre de l'extension du Plan National de l'eau, qui définit la politique de l'état à long terme sur la gestion et la préservation des ressources en eau, le secteur des ressources en eau s'est engagé à élaborer une stratégie nationale de gestion des risques d'inondation visant à définir les actions structurelles et non structurelles nécessaires à mener à moyen et long terme, afin d'atténuer les effets néfastes du phénomène, plus particulièrement la perte de vies humaines.

Investissements engagés pour la lutte contre les inondations 1999/2018 :

- 575 opérations pour une AP globale de plus de 227 Milliards DA
- Les Wilayas ayant bénéficié des plus importants investissements en matière de lutte contre les inondations.

1.4 Les crues d'Oued Agrioune

Les villes de Kherrata et Souk el Ténine connaissent des inondations récurrentes liées aux débordements de l'oued Agrioun. En particulier, le dernier événement remonte au 3-4 avril 2003 où des pluies diluviennes se sont abattues sur la région. La hauteur de précipitations a été mesurée à 163 mm à Bejaïa et 239 mm à Kherrata. Lors de cet événement, de nombreuses routes ont été coupées à la circulation et une dizaine de familles ont été évacuées dans la localité de Taskriout et relogées à Darguina. Une vingtaine de commerces a par ailleurs été inondée à Kherrata. D'autres inondations plus anciennes sont restées dans les mémoires : Décembre 1967, événement lors duquel un pont a été emporté à Souk el Ténine, et Février 1984.

La crue de Décembre 1967

le rapport dce l'EGA décrit surtout les dégâts causés par la tempête sur les bâtiments des différents services et le débordement des petits oueds sur les routes. Ainsi que les gabions de protection de laisse droite du pont de Derguina sur L'oued Agrioune ont été emportés par la crue mettant en danger sa stabilité.

La crue de Février 1984

le rapport d'astreinte relève les dégâts causés par la crue de l'oued Agrioune :

- La destruction de la passerelle provisoire à Bordj Mira ;
- Affouillement au niveau du masque de mur de soutènement au lieu-dit TABAZIT ;
- Dégâts légers sur les terres agricole à l'embouchure de l'oued.

Les inondations créent régulièrement des déchaussements et des ruptures de la conduite d'alimentation en eau potable de Bejaïa, conduite qui suit le cours de l'oued Agrioune.

1.5 Conclusion

l'inondation est considérée comme un événement climatique extrême. Souvent qualifiée de risque naturel, elle est lourde de conséquences (pertes humaines, sociales, économiques et environnementales) tant pour les pays développés que pour les nations en développement bien que tous ne soient pas affectés de la même manière. La capacité à gérer l'impact de l'inondation varie également d'un pays, d'une région, d'une communauté et d'un groupe de population à l'autre. Le problème de protection contre les inondations ne possède pas de solution unique, car ce sont les conditions locales qui commandent. On peut dire qu'il y a autant de problèmes différents à résoudre que de zones inondables. De plus, la réalisation de telle ou telle protection nécessite la réunion d'un certain nombre de conditions qui la plupart du temps limite les possibilités et les résultats. Il faut donc rechercher toujours le type de protection le mieux adapté à la zone à protéger en prenant les marges de sécurité suffisantes, car les méthodes d'études ne sont pas toujours précises.

Chapitre 2

Présentation de la zone d'étude.

2.1 Introduction

Ce second chapitre est consacré à la présentation générale du bassin versant de la zone d'étude afin de donner les indications géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension des mécanismes hydrologiques. En effet l'altitude, la pente et la forme d'un bassin versant reliées à la lithologie renseignent sur le type de réponse hydrologique du bassin.

2.2 Description de la zone d'étude

L'Oued Agrioune traverse les villes côtières du couloir Kherrata- Souk El Tenine (Bordj Mira, Derguina, deux Fontaines). En aval de Kherrata, l'Oued Agrioune emprunte le défilé de Chaabet Al Akra puis débouche en mer au niveau de Souk El Ténine. Notre zone d'étude est constituée par :

— L'oued Agrioune, du barrage d'Ighil Emda au débouché en mer à Souk El Ténine, sur un linéaire d'environ de 20 km ;
— L'oued d'Ait Smail, affluent de l'oued Agrioune sur un linéaire de 1000 m en amont de la confluence,
— L'oued Aghzer Ouftis, affluent de l'oued Agrioune sur un linéaire de 1500 m en amont de la confluence.

2.3 Le bassin versant de l'oued Agrioune

2.3.1 Situation géographique :

L'oued Agrioune prend sa source dans les montagnes de la Kabylie sur le flanc ouest du massif de Babor, dans la wilaya de Béjaia à environ 60 Km au sud ouest du chef Lieu, et à environ de 40 km au nord de la ville de Sétif. Dans le bassin versant d'Ighil Emda qui est un sous bassin du bassin hydrographique (côtier constantinois ouest),il naît de la confluence de trois oueds en amont de Kherrata qui sont Oued El Bared, Oued Attaba et Oued Embarek, zone aujourd'hui noyée par la retenue du barrage d'Ighil Emda.

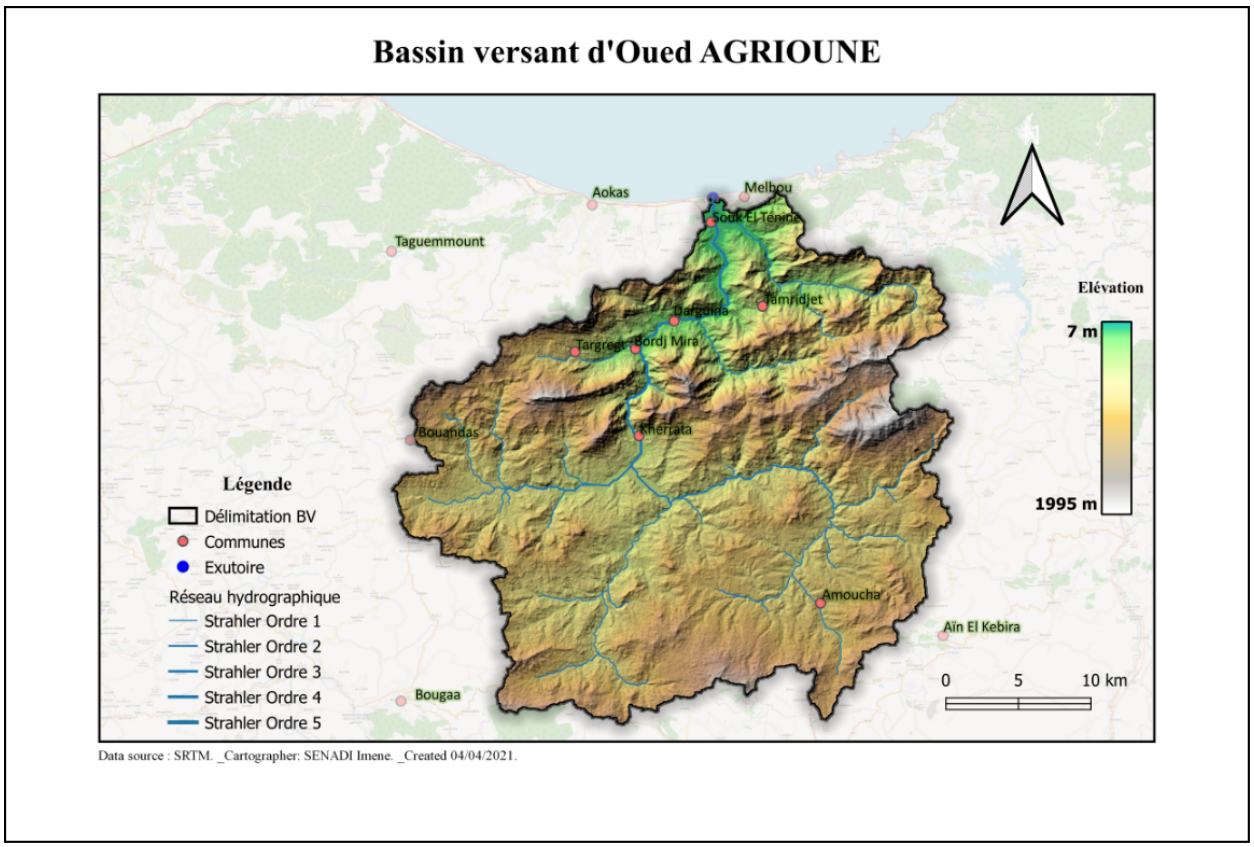


FIGURE 2.1 – Représentation du BV de l'oued Agrioune.

2.3.2 Géologie :

L'analyse géologique du bassin versant d'Oued Agrioune s'est basée sur deux cartes, qui sont produites et actualisées par le service de l'exploration de SONATRACH attaché au ministère de l'industrie et de l'énergie de l'Algérie **(Annexe 1)** :

— Carte géologique au 1/50000 ° ZIAMA.
— Carte géologique au 1/50000 ° KHERRATA.

La chaine des Babor déssine une limite franche entre le bassin amont de l'Oued Agrioune à Kherrata et les bassins versants des affluents situés au nord.

Le bassin amont de l'oued Agrioune occupe des formations caractéristiques de la nappe de Djemila. Ces formations sont dénomées par la présence des marnes noires, de calcaires et de calcaires marneux qui façonnent un relief mou. On y trouve par ailleur des formation d'age éocène formées de roches tendres (schistes et calschistes). Les versants sont couverts par des terres arrables, de formations de pentes et d'alluvions anciennes. A l'extrémité méridionale du bassin, les massifs du Djbel Megris et du Djbel Chouf Karoun présentent des formations typiques de la nappe Numidienne formées d'alternance de grés et d'argile Kaolinite.

Au niveau de Kherrata, les massifs de Babor, de Mellal, de Takoucht, sont constitués de calcaire jurassique qu'entaillent profondément les gorges de Chaabet El Akra. Ces formations ou l'on trouve des calcaires marneux-schisteux, des calcaires massifs et dolomie, occupent un grande partie de la partie septontrionale du bassin de l'Oued Agrioune.

Le bassin d'Ait Smail est quant à lui majoritairement recouvert des marnes schisteuses et des boulies de pentes en contrebas des sommets calcaires dolomitiques.

Le bassin d'Ighzir Ouftis est recouvert de formations à dominante de schistes.

2.3.3 Le réseau Hydrographique :

L'Oued Agrioune nait de la confluence de trois oueds au niveau de virrou d'Ighil Emda, aujourd'hui barré par le barrage du même nom. L'affluant principale, l'Oued Bared prend naissance sur les versents nord du Djebel Megres. Il draine les différents massifs suivant un axe d'écoulement Sud-Nord avant d'amorcer un coude vers l'ouest à l'approche du Djebel Babor et de déboucher dans la retenue d'Ighil Emda. Dans la retenue d'Ighil Emda, l'Oued el Bared conflue avec l'Oued Attaba et l'Oued Adjiouene pour former l'Oued Agrioune

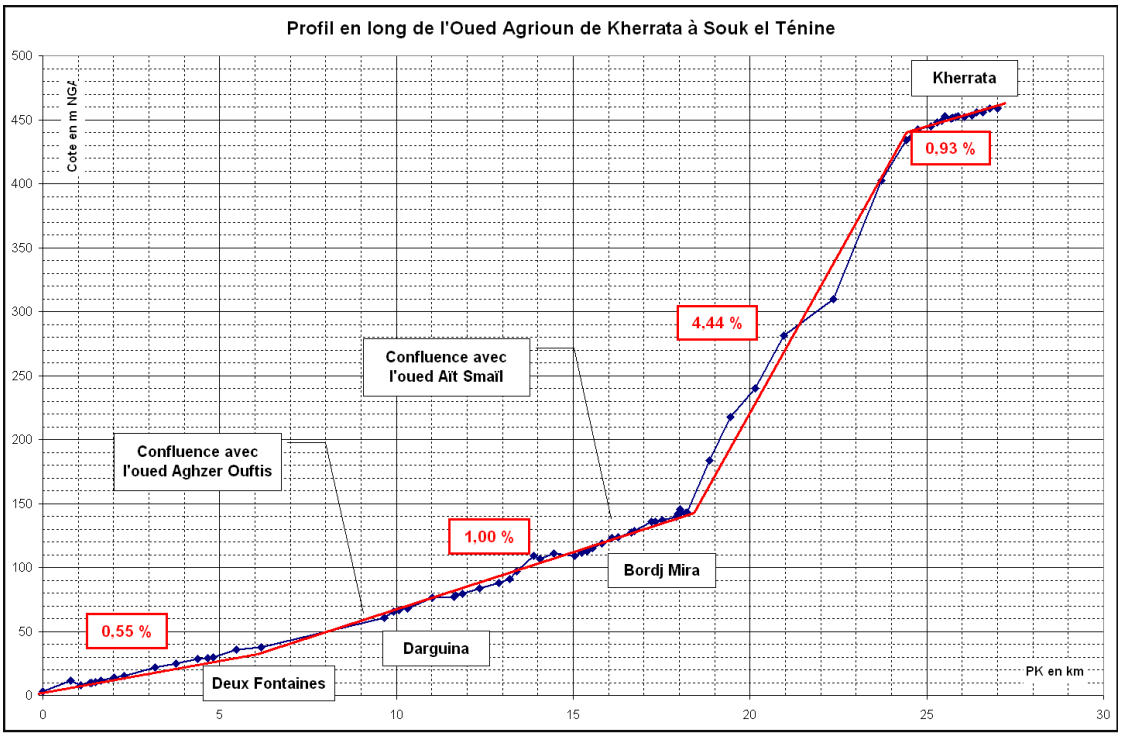


FIGURE 2.2 – Profil au long de l'Oued Agrioune. (source : LEM 2007).

A l'aval du barrage d'Ighil Emda, l'Oued Agrioune traverse la localité de kherrata avec une pente de l'ordre de 0.009 m/m. Il rejoint ensuite la retenue de Kherrata formée par le barrage de Chaabet el Akra. Ce barrage marque l'entrée des gorges de Kherrata que l'Oued Agrioune a prondément taillé dans les formations calcaires des Babors sur prés de 6 Km jusqu'à Bordj Mir. La pente du cours d'eau augmente fortement pour atteindre 0.045 m/m.

A la sortie des gorges, la pente de l'oued Agrioune faiblit pour s'établir à 0.01 m/m. Dans la traversée de Bordj Mira, il conflue avec l'Oued Ait Smail, après avoir suivi un écoulement Sud-Nord depuis Kherrata, il prend une direction Ouest Est sur 5 Km. Il traverse alors la localité de Derguina et conflue avec l'Oued Aghzer Ouftis.

Il reprend ensuite une direction Sud-Nord, la pente s'adoucit à 0.006 m/m et rejoint la méditerranée après avoir traverser Souk El Ténine.

2.3.4 Occupation du sol :

Au nord de la chaîne des Babors, les bassins abrupts sont majoritairement occupés par des bois et du maquis plus ou moins dense. Les parcelles agricoles sont très peu présentes. La végétation est très développée, la pluviométrie étant importante sur ces versants. Sur les versants suds des Babors, les versants abrupts sont totalement occupés par des bois, des maquis mais d'une manière plus clairsemée qu'au nord. Au sud sur la partie amont du bassin d'Oued Agrioune, là ou le relief s'adoucit, l'occupation du sol se partage entre maquis épars et terres cultivées.

2.4 Sismicité :

En termes de sismicité, l'Algérie, compte tenu de sa localisation dans une zone à convergence de plaque est une région à forte sismicité. Au cours de son histoire, elle a subi un grand nombre de séismes destructeurs.

Le territoire national est divisé en 05 zones de sismicité croissante, définies comme suit :

— **Zone 0 :** sismicité négligeable ;
— **Zone I :** sismicité faible ;
— **Zone II.a et II.b :** sismicité moyenne ;
— **Zone III :** sismicité élevée.

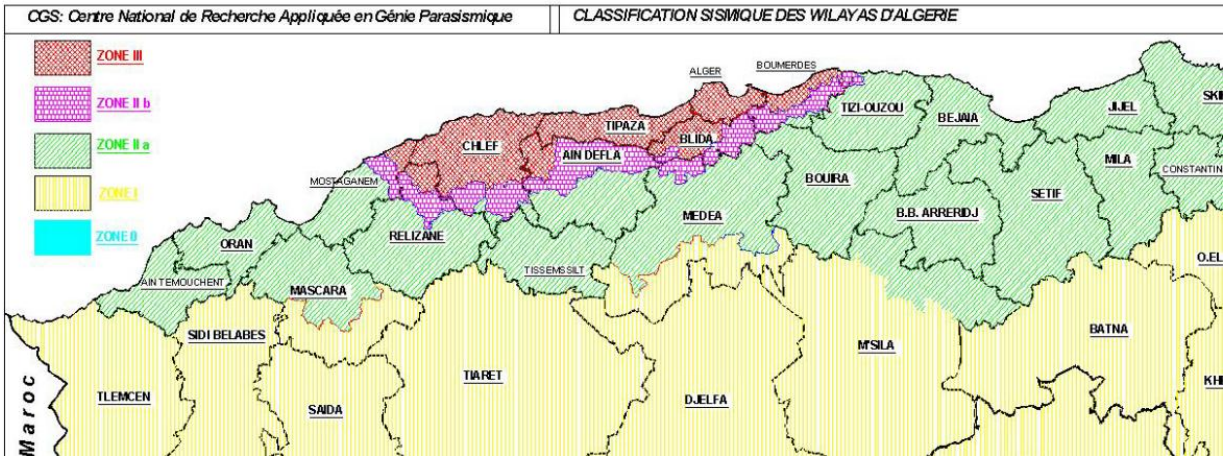


FIGURE 2.3 – Classification sismique des wilayas d'Algérie.

La figure ci-dessus montre que notre zone d'étude est classée en zone II.a ; une zone à sismicité moyenne.

2.4.1 La situation climatologique :

Le climat de l'Algérie est partout méditerranéen caractérisé par une période pluvieuse allant en moyenne de Septembre à Mai et un été sec et ensoleillé. L'Atlas tellien (dont notre zone fait partie) joue le rôle d'un rempart qui provoque la condensation et les précipitations d'une partie de la vapeur d'eau amenée par les vents soufflant de la mer. L'altitude entraîne une diminution générale de la température, l'éloignement de la mer, une augmentation des amplitudes diurnes et annuelles. La figure suivante représente les différentes stations d'ou on peut effectuer les mesures des paramètres climatologiques de notre BV :

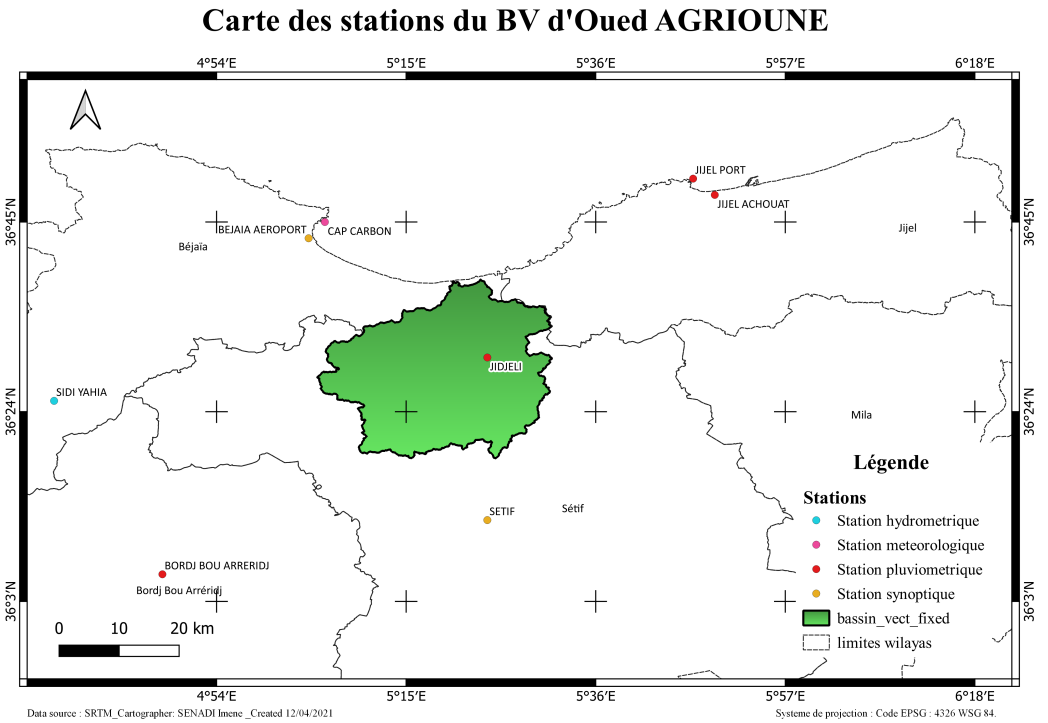


FIGURE 2.4 – Carte des stations du BV d'Oued Agrioune.

Les données climatologiques sont fournies par différents secteur spécialisés dans le relevé, le traitement et le stockage des données, tels que :

- La température, la vitesse du vent et l'évaporation sont fournies par l'ONM (Office Nationale de Météorologie).
- La pluviométrie est fournie au niveau de l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydriques) de la wilaya d'Alger ainsi que SONELGAZ de la wilaya de Béjaia.

La température :

Les mesures de température dans le bassin versant ont un caractère fragmentaire, malgré ça, elles seront esquissées en soulignant plus particulièrement l'importance de la saison sèche et donc l'effet déterminant de l'évapotranspiration, paramètre essentiel du déficit d'écoulement. La connaissance de la saison sèche permet ainsi de connaître la duré durant laquelle les sols sont soumis à l'effet de température qui 'est un agent de météorisation qui fragilise la consistance des formations superficielles et prépare le matériau pour être érodé.

Les stations météorologiques existantes du bassin versant ne fournissent pas les valeurs du température de l'aire, c'est pourquoi nous avons opté pour la station la plus proche . Nous avons constaté que la station de Sétif, situé au sud du bassin versant, est la plus représentative de la région.

Les valeurs de températures moyennes mensuelles et annuelles de la station représentative du bassin versant,

avec les minima, les minimales absolues, les maxima et les maximales absolues sont présenté dans le Tableau suivant :

TABLE 2.1 – Répartition mensuelle des températures (Source : ONM, in MFE Hamdani Aziz, 2012)

T (C°)	Jan	Fév	Mar	Avri	Mai	Juin	Juill	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc	Annu
Min	0.4	1.1	3.2	5.5	9.2	13.5	16.9	16.7	13.9	9.1	4.5	1.3	7.9
Min abso	-6.4	-6.2	-5.6	-2.4	-2.3	3.2	7.0	8.4	4.8	-0.5	-2.8	-9.3	-9.3
Moy	4.8	6.1	8.6	11.8	15.8	20.6	24.7	24.3	20.4	14.8	9.3	5.7	13.9
Max	9.2	11.0	14.0	18.1	22.4	27.7	32.5	31.9	27.0	20.4	14.0	10.1	19.9
Max abso	20.4	24.1	25.6	29.0	33.4	38.0	41.0	38.8	36.8	26.0	20.0	20.4	41.0

— Interprétation :

La lecture du **2.1** montre que : La température moyenne annuelle est égale à 13,9°C. Les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit : Juin, Juillet, Août et Septembre durant lesquels les températures moyennes dépassent les 20°C. De Novembre à mars, les températures moyennes mensuelles sont inférieures à la moyenne annuelle. Les températures minimales et maximales absolues sont respectivement de -9,30°C et 41°C. L'amplitude thermique annuelle est donc de 31,7°C

La forte amplitude diurne annuelle au niveau du bassin versant s'explique par le fait de soustraction de l'effet régulateur de la mer.

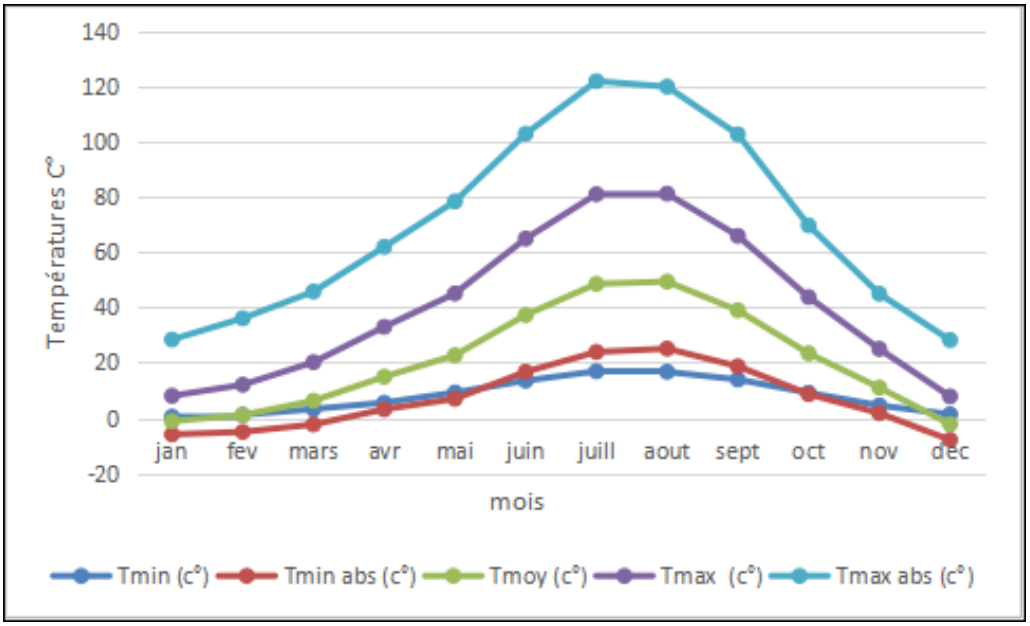


FIGURE 2.5 – Courbes de répartition mensuelle des températures.

On a constaté de faire une carte de répartition des température du mois d'Avril 2020 de notre bassin versant et de wilayas voisines, dont les données sont extraites à partir du la base de données d'**ESA, WorldClim**.

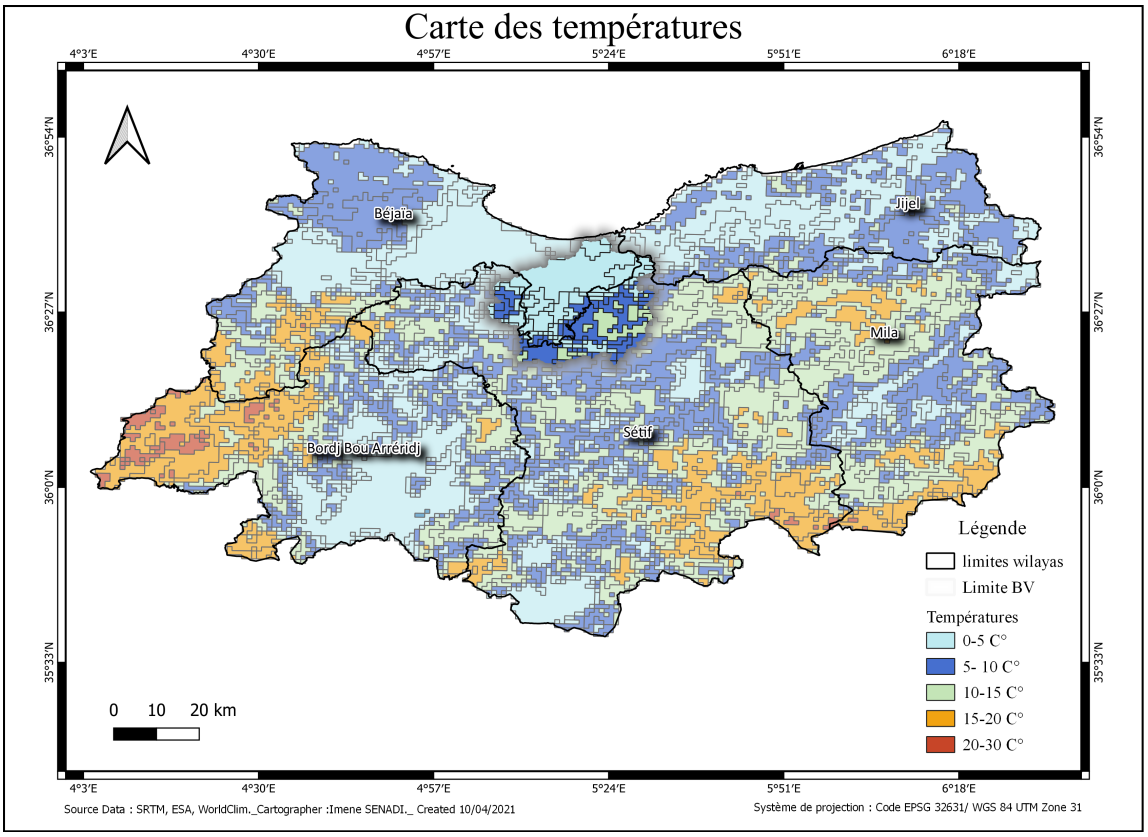


FIGURE 2.6 – Carte de répartition des temperatures du mois d'Avril 2020 du BV d'Oued Agrioune.

On remarque que les température ne dépassent pas 15 °C.

Le vent :

L'étude des vents est indispensable pour la réalisation des ouvrages d'art et dans le domaine de l'irrigation. Il contient de connaître leur répartition mensuelle quant à leur vitesse et leur fréquence sans pour autant négliger leur direction **(Bénina TOUAIBIA, 2004)**. Les vitesses moyennes mensuelles sont de 8 à 10 m/s (les minimales à 8.6 m/s et les maximales à 10.8 m/s) d'après les mesures de la station de Béjaia Aéroport pour la période (2006-2015).

TABLE 2.2 – La répartition des vitesse des vents en m/s (2006-2015), (Source : ONM)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Vmax (m/s)	12,2	12,7	12,2	10,4	10,2	9,5	9,7	9,0	9,8	12,6	12,6	13,8
Vmin (m/s)	9,4	9,0	9,2	7,1	8,0	8,0	7,1	7,7	7,1	8,2	7,4	7,2
Vmoy(m/s)	10,5	10,7	10,8	9,5	8,9	8,6	8,5	8,6	9,0	9,8	10,2	10,1

La courbe des répartitions de ces vitesses est représentées dans la figure suivante :

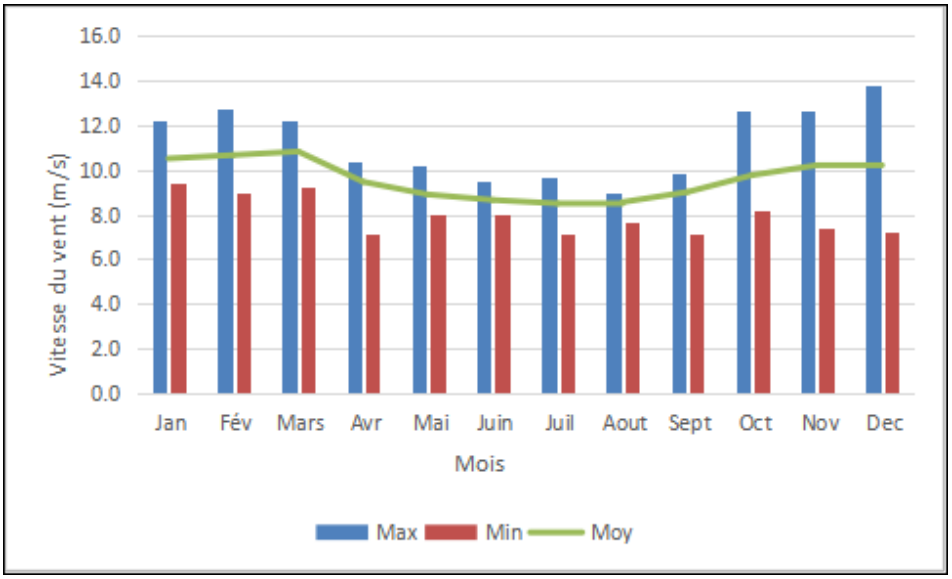


FIGURE 2.7 – La répartition des vitesse des vents en m/s (2006-2015).

L'humidité :

Les données sont récupérées de la station de Bejaia Aéroport pour la période (2006-2015) et résumés dans le tableau **2.3** :

TABLE 2.3 – Répartition de l'humidité pour la période (2005-2016), (Source ONM) :

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
Hum,max	82,0	85,0	83,0	84,0	83,0	83,0	82,0	79,0	84,0	80,0	82,0	82,0
Hum,min	73,0	73,0	73,0	73,0	73,0	73,0	72,0	71,0	71,0	70,0	67,0	67,0
Hum,moy	77,4	77,4	78,3	78,8	78,8	77,3	75,9	76,1	76,7	76,6	76,3	77,3

Les précipitations :

Les précipitations sont définis comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée. La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sur une surface horizontale si toutes les précipitations y étaient sous forme liquide, **(Bénina Touibia 2004)**.

Nous avons retenu la station pluviométrique du barrage d'Ighil Emda appelée Jidjelli déployées régulièrement à l'intérieur des limites du bassin versant et appartenant à l'ANRH,dont ses données sont récupérées du SONELGAZ qui est le responsable à la gestion du barrage. Une série d'observation récente de 39 ans a été établie allant de 1969 à 2007.

TABLE 2.4 – Répartition des des pluies mensuelles interannuelle (1969-2007), (Source : SONELGAZ)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Ann
Pmoy (mm)	39,04	59,87	85,41	168,03	122,96	107,23	102,08	80,2	38,2	13,46	4,19	8,28	829.02
Pmoy (%)	4,71	7,22	10,30	20,27	14,83	12,93	12,31	9,68	4,61	1,62	0,51	1,00	100

La répartition mensuelle des pluies indique des maximas en hiver dépassant les 14 % notamment le mois de décembre. Les minimas sont atteints en période estivale, notamment entre Juillet et Août (2 %). Plus de 42 %

des précipitations annuelles tombent en hiver de 75 % des précipitations annuelles tombent en l'espace de 6 mois (entre Novembre et Avril).

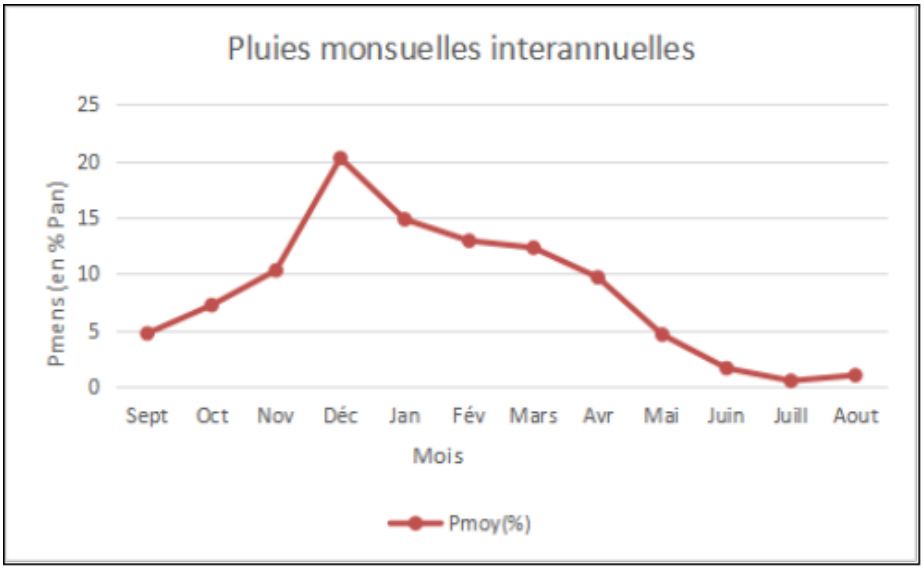


FIGURE 2.8 – Courbe de répartition des pluies mensuelles inter-annuelles (1969-2007)

On a constaté de faire une carte de répartition des précipitations du mois d'Avril 2020 de notre bassin versant et de wilayas voisines, dont les données sont extraites à partir du la base de données d'**ESA, WorldClim**.

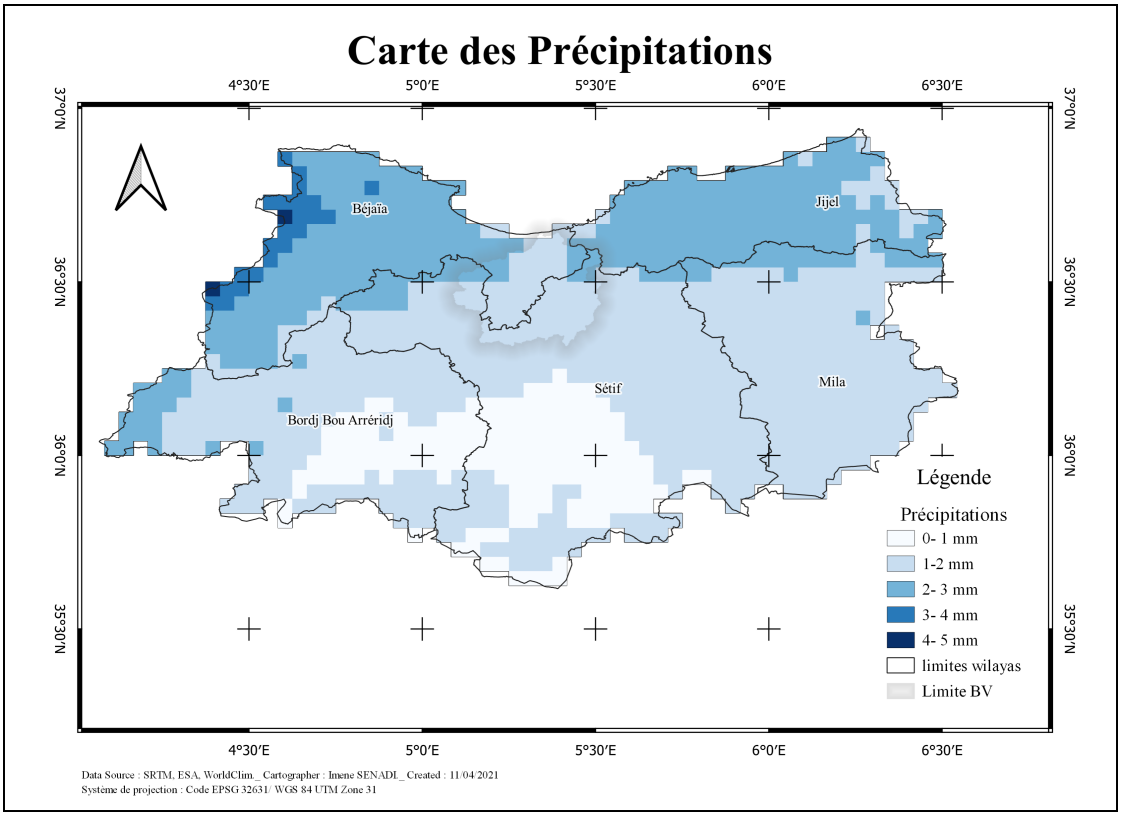


FIGURE 2.9 – Carte de répartition des précipitations du mois d'Avril 2020 du BV d'Oued Agrioune.

dont Les valeurs des précipitations varient entre 1 et 5 mm (période sèche)

Les phénomènes climatiques secondaires :

Les phénomènes climatiques secondaires sont plus localisés que les pluies dont l'étude est basée sur l'évaluation en fonction du nombre de jours de leur apparition dans l'année. Ces phénomènes sont considérés comme des agents entrant dans les processus d'érosion, à titre d'exemple la cryoclastie qui engendre la fragmentation des roches résultant de la succession du gel et de dégel.

Les données exploitées dans cette étude concernent la période allant de 1923 à 1938. Quatre station situant à l'intérieur du bassin versant ont été retenue dont les positions géographiques sont les suivantes :

TABLE 2.5 – Position géographique de la station de Kherrata (Source : MFE Hamdani Aziz, 2012)

Station	Longitude (m)	Latitude (m)	Z (m)	Emplacement	Série d'Observation
Kherrata	5.28	36.5	470	Ponts et Chaussés	1913-1938

Les phénomènes climatiques secondaires étudiés sont :
— Neige ;
— Gelée Blanche ;
— Grêle ;
— Orage ;
— Siroco.

Les valeurs mensuelles des phénomènes climatiques secondaires sont présentées dans le Tableau **2.6** et sont représentées par des courbes.

TABLE 2.6 – Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires (Source : ONM in MFE Hamdani Aziz, 2012)

mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juill	aout	sept	oct	nov	dec	Annu
Pluie	13	12	13	9	8	5	2	2	6	9	12	13	104
Gelée blanche	6,3	3,71	0,3	0	1	2	3	4	5	6	1,9	6,6	19,4
Grele	2,2	2,2	2,1	1,1	0,5	0,1	0	0,1	0,2	0,1	0,5	2	11,1
Orage	1,3	1,6	1,9	1,8	3,5	3,6	2,2	3,3	3,6	1,9	1,1	1,3	27,1

Les résultats sont représentées par la figure suivante :

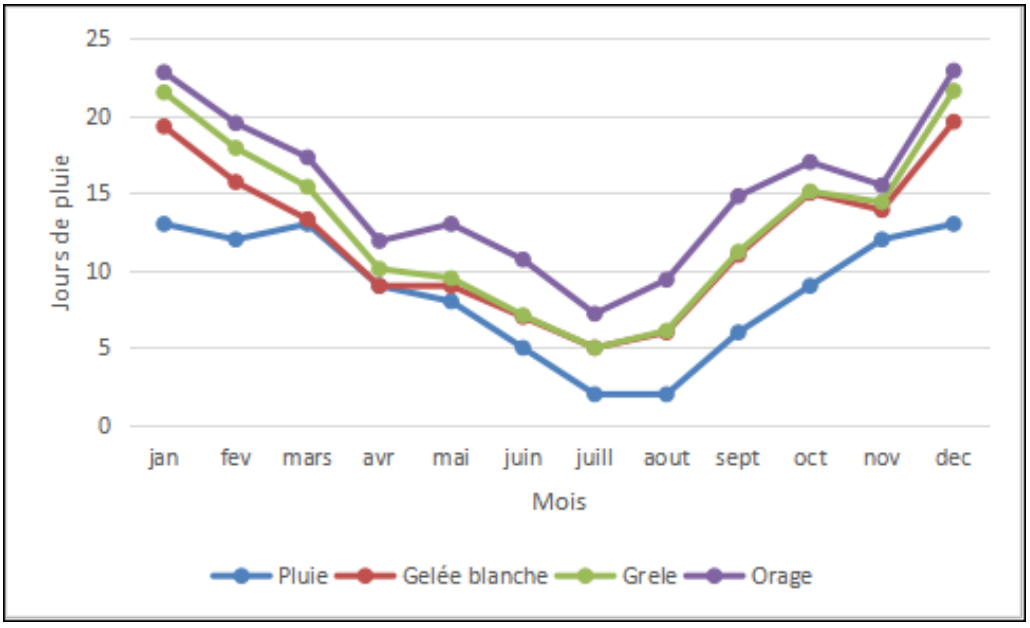


FIGURE 2.10 – Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires

L'évaporation sur une nappe d'eau libre :

L'évaporation est une des composantes fondamentales du cycle hydrologique sur une nappe libre, son étude est essentielle à fin d'établir un bilan hydroclimatique d'un bassin versant.

L'évaporation sur une nappe d'eau libre est habituellement observée au niveau de bac installé dans des stations climatologiques complètes (ONM) ou au niveau de barrages (ANB).

L'évaporation observée au niveau du barrage d'Ighil Emda (entre 1946 à 1953) est de 1577 mm, son coefficient de variation de 0,08 relativement faible, indique une très faible variabilité à l'échelle annuelle : les 8 années d'observations disponibles sont largement représentatives.

TABLE 2.7 – Position géographique de la station d'Ighil Emda (Source : SONELGAZ)

Station	Longitude (m)	Latitude (m)	Z (m)	Code	Série d'Observation
Ighil Emda	731	356.6	940	030201	1946-1953

Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau **2.8** :

TABLE 2.8 – Évaporation au niveau du barrage d'Ighil Emda (1946-1953), (Source : SONELGAZ)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	ann
Ev (mm)	180	101	63	50	50	58	88	110	152	212	269	245	1577
Ev (%)	11,41	6,40	3,99	3,17	3,17	3,68	5,58	6,98	9,64	13,44	17,06	15,54	100
Cv	0,28	0,18	0,37	0,38	0,27	0,18	0,35	0,21	0,18	0,19	0,14	0,09	0,08

La répartition de l'évaporation suit fidèlement celle des températures à l'échelle mensuelle,Comme le montre la figure suivante qui représente l'évaporation au niveau du barrage d'Ighil Emda en fonction des températures déjà obtenues de la station de Sétif.

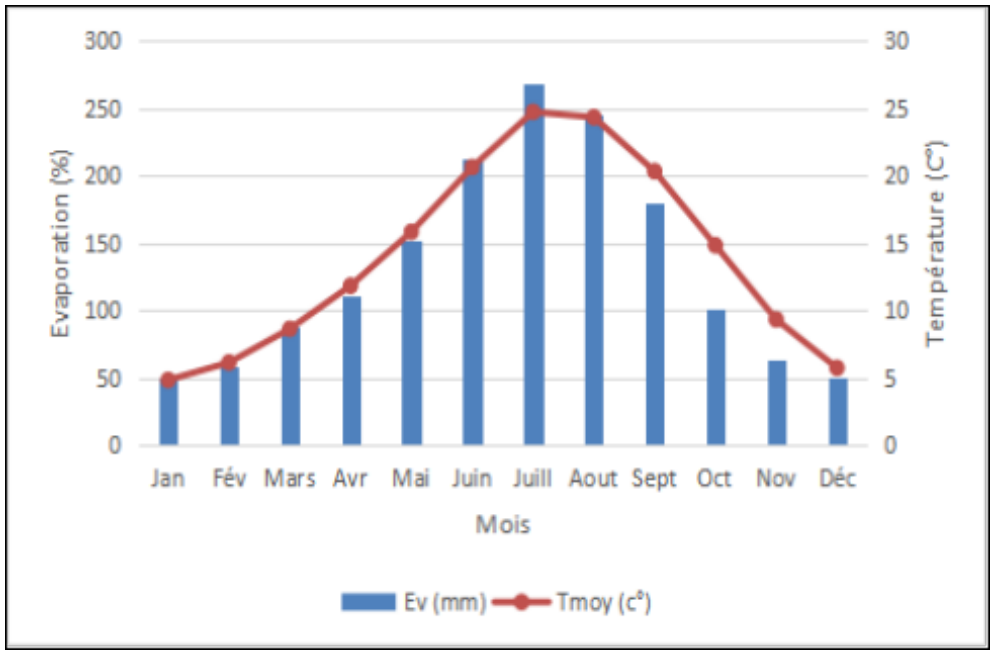


FIGURE 2.11 – Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage d'Ighil Emda.

2.5 L'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioune :

L'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioune a été mise en service entre 1945 et 1954. Ce complexe est constitué de trois chutes, assurés par les barrages d'Ighil Emda et de Chaabet El Akra sur l'Oued Agrioune et par le barrage Aghzer Ouftis sur l'Oued du même nom. Ces barrages alimentent deux usines de production : l'usine d'Ighil Emda situé au pieds du barrage et l'usine de Derguina qui occupe une boucle de l'Oued Aghzer Ouftis.

La retenue d'Ighil Emda (mise ne service en 1945) alimente l'usine au pieds du barrage, les eaux restituées par le canal de fuite de l'usine sont ensuite restituées dans le barrage de dérivation de Chaabet El Akra (mise ne service en 1945), qui assure une régularisation journalière. Une prise d'eau permet l'encheminement d'une partie de l'écoulement de l'Oued Agrioue vers l'usine souterraine de Derguina. Cette usine est parailleur alimentée par une autre galerie issue du barrage d'Aghzer Ouftis.

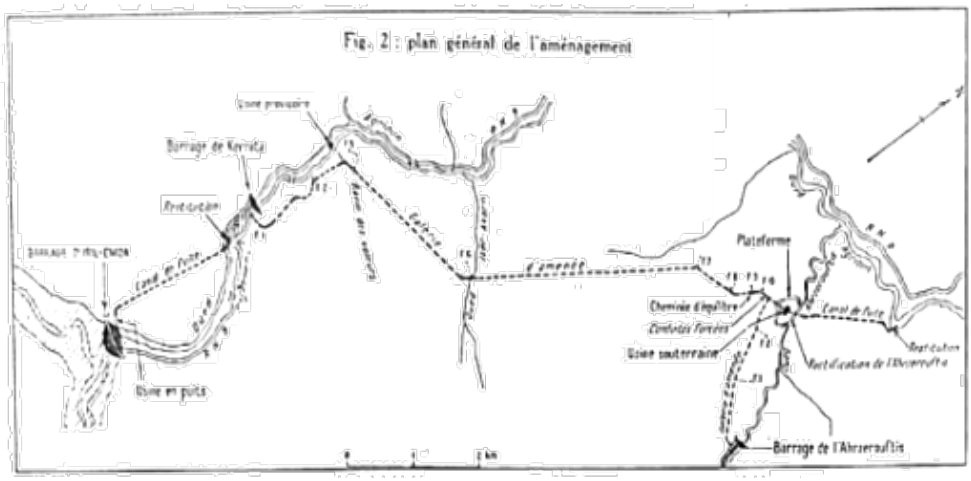


FIGURE 2.12 – Plan générale de l'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioune(source : SONELGAZ).

2.5.1 Le barrage d'Ighil Emda :

Le barrage d'Ighil Emda constitue la limite amont de l'aire d'étude, il fait partie intégrante de l'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioune Sa gestion est assurée par SONELGAZ.

Il s'agit d'un barrage en remblai de 70 m de haut enveloppant un ouvrage centrale en béton destiné à l'évacuation des crues. Le parment amont en béton bitumineux assure l'étanchéité de l'ouvrage. La crête de la digue est à la cote de 535 m NGA, le niveau de retenu normal est quant à lui à la cote 532 m NGA, le volume stocké est d'environ 150 Mm^3. Il est destiné à :

- Alimentation en Eau Potable de la commune Draa El Gaïd Dotation annuelle : environ 1.5 $\ddot{}hm^3$;
- Production d'électricité : productibilité 38 GWH. (en arrêt) ;
- Transfert vers les hautes plaines sétifienne : 190 $hm^3/$an ;
- En future alimentation de la commune de Kherrata ;
- Régularisation des débits de l'Oued Agrioun.

Ouvrages d'évacuation :

Trois types d'ouvrages en service sur le barrage peuvent être distingués selon leurs utilisation :

- **L'évacuateur de crues :** est constitué de trois galeries équipées à l'amont de vanne s segment dont le radier est calé à la cote 520 m NGA. Ces radiers traversent le corps du barrage et se terminent à l'aval par un ouvrage de dissipation au fond de l'Oued. L'évacuateur de crues permet d'évacuer un débit maximal de 2500 m^3/s (cote de la retenue à 532 m NGA) ;

— **La vidange de fond :** est assurée par trois pertuis blindés équipés à l'amont de vannes glissières (2.75 m de haut et 1.80 m de large), ils permettent l'évacuation d'un débit maximal de 450 m^3/s (cote de la retenue à 532 m NGA) ;
— Le dévasement de la retenue est assuré par 8 conduites de diamètre 400 mm débouchant de part et d'autre des vannes de vidange.

2.5.2 Le barrage de Chaabet Al Akra :

Le barrage de Chaabet Al Akra marque l'entrée des gorges de Kherrata. Il s'agit d'un ouvrage voûte en béton à seuil déversant construit en 1945, d'une hauteur de 30 m, il assure un stockage d'environ 300000 m^3 assurant la régularisation journalière de l'alimentation de l'usine souterrain de Derguia.

Sa crête déversante est composée de trois passes de 15 m de large calées à la cote 430 m NGA et deux autres de 9 m de large à la cote 435.3 m NGA. Le débit maximal évacuable est d'environ 1000 m^3/s .

La vidange est assurée par deux pertuis de 4 m sur 2 m calés à la cote 406 m NGA et permettant l'évacuation d'un débit de 150 m^3/s chacun.



FIGURE 2.13 – Vue du barrage de Chaabet Al Akra.

La prise d'eau de la galerie d'amenée à l'usine de Derguina est située en rive droite. Son radier est calé à la cote 418 m NGA et elle est équipée d'une vanne de 2.5 m de haut sur 1.7 m de large. La galerie est dimensionnée pour faire transiter un débit de 21.5 m^3/s.

2.6 Conclusion :

L'étude diagnostique permet tout d'abord de bien connaître la zone d'étude de tous les côtés (géologique, climatique, hydrologique. . .), cela facilite la tâche pour comprendre les vraies causes de l'inondation (les oueds, les chaabas, les oueds et les chaabas) et leur comportement en période de crue. Ainsi qu'il permet d'évaluer les dégâts et donner une idée préliminaire sur les mesures prises en considération avant de passer aux études hydrologique et hydraulique.

L'Oued Agrioune qui prend sa source dans les montagnes de la Kabylie sur le flanc ouest du massif de Babor, situé en aval du barrage d'Ighil Emda est caractérisé par le climat de l'Atlas tellien qui présente tous les degrés intermédiaires entre un climat de montagne pluvieux, froid à amplitude thermique relativement faible avec chutes de neige et un climat de plaines plus sec relativement chaud et à forts écarts thermiques avec une pluviométrie totale annuelle de 829.02 mm dont Plus de 42 % des précipitations annuelles tombent en hiver de 75 % des précipitations annuelles tombent en l'espace de 6 mois (entre Novembre et Avril), et une apparition des phénomènes climatologiques secondaires tels que la Gelée Blanche, Grêle, les orages ... etc .

La géologie de la région est caractérisée par la prédominance des formations secondaires majoritairement calcaires, marneuses et marno-calcaires, les formations quaternaires occupent des surfaces considérables du bassin versant.

La topographie de notre BV suggère un comportement favorable à la formation des crues.

Chapitre 3

Étude hydrologique

3.1 Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique relève d'une importance considérable. Son but final est l'estimation des débits de pointe pour différents périodes de retour (10ans, 20ans, 50ans, 100ans), dont elle consiste à :

- Délimiter les bassins versants qui débouchent dans notre site d'étude ;
- Déterminer les différentes caractéristiques des bassins versants délimités ;
- Déterminer les postes pluviométriques proches (poste de Boured) et calcul de la lame d'eau tombée moyenne annuelle, et de différentes fréquences (10, 20, 50,100 ans) ;
- Calculer les débits de fréquence 10, 20, 50 et 100 ans par des formules empiriques.

3.2 Caractéristiques principales du bassin versant :

Le bassin versant ou d'alimentation au droit d'une section de mesure. Est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet **(Bénina TOUAIBIA, 2004)**.

Chaque bassin versant est séparé des outres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, en trace à main levée des segments perpendiculairement aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

3.2.1 Caractéristiques géographiques :

Les coordonnées géographiques WGS84 de l'exutoire sont les suivantes :

- Longitude X= 5°20'18.46"E ;
- Latitude Y = 36°38'24.65"N ;
- L'altitude Z = 6 m.

3.2.2 Caractéristiques morphologiques :

Les caractéristiques morphologiques d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent un rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

En effet, deux bassins voisins avec les mêmes conditions climatiques, géologiques et des caractéristiques morphologiques différentes, réagissent différemment du point de vue régime d'écoulement.

Surface, périmètre et chemin hydraulique

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration), elle est déterminée par le logiciel ArcGIS sur le MNT de notre site d'étude. ‘

Le bassin versant de l'oued Agrioune s'étend sur 931.48 Km^2 et un périmètre de 225.8km, à un linéaire de 20 km. Le chemin hydraulique correspond au plus long chemin parcouru par une goutte d'eau tombée sur le bassin versant pour atteindre l'exutoire de coordonnées UTM Zone 31 suivantes :

— X =709060.323 m ;
— Y= 4057504.098 m.

Le barrage d'Ighil Emda contrôle les 2/3 amont de l'ensemble du bassin versant de l'oued Agrioune à Souk El Ténine.

La longueur du thalweg principal :

Un talweg correspond à la ligne formée par les points ayant la plus basse altitude, soit sans une vallée, soit dans le lit d'un cours d'eau.

La longueur du thalweg principal d'Oued Agrioune a pour valeur : L_{cp}= **28.73** Km**.**

3.2.3 Caractéristiques géométriques :

Indice de compacité de Gravilus :

A partir des caractéristiques physiques, plusieurs paramètres propres à chaque bassin versant sont calculés afin de caractériser l'hydrologie de ces derniers.

Indice de compacité de Gravelius est défini par le rapport du périmètre du bassin versant sur le périmètre du cercle de la surface équivalente. Son calcul est donné par la formule suivante :

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

avec :
— A :Superficie du bassin(Km^2)
— P :Périmètre du bassin (Km)
— KG :Indice de compacité de Gravélius.

Pour
— $KG = 1.3$ On dit que le bassin est compact.
— $1 < KG < 1.3$ On dit que le bassin est moins compact.
— $KG > 1.3$ On dit que le bassin est allongé.

Plus le Kc est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration Tc.

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un KC= 2.07 >1.3, alors il est de forme relativement allongée.

Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L, l) ayant la même surface que celle du bassin. Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L» et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes : Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L_r + l_r) \qquad (1)$$

$$A = L_r \times l_r \qquad (2)$$

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

$$KG = 0.282\frac{P}{\sqrt{A}} \qquad (3)$$

De ces trois dernières équations on obtient :

$$l_r = \frac{KG}{1.12} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG}\right)^2}\right] \quad (4)$$

$$L_r = \frac{KG}{1.12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG}\right)^2}\right] \quad (5)$$

avec :

— L_r et l_r : la longueur la largeur du rectangle (km)
— A : la surface du bassin versant (km^2).
— KG : l'indice de compacité.

Le coefficient d'allongement :

Il est donné par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L_{cp}^2}{A}.$$

avec :

— L_cp : La longueur du talweg principal (km)
— A : la surface du bassin versant (km^2).

Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant de l'Oued Agrioune sont résumés dans le tableau **3.1** :

TABLE 3.1 – Les paramètres hydromorphométriques du BV d'Oued Agrioune.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km^2	931.48
Périmètre		P	Km	225.8
Indice de compacité de Gravilus		Kc	-	2.07
Longueur du Talweg pricipale		Lp	Km	28.73
Coefficient d'allongement		Ca	-	0.886
RéctangleEquivalent	Longueur	L	Km	120.543
	Largeur	l	Km	8.969

3.2.4 Étude du relief :

Le relief a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine au moyen d'indices et des courbes.

La courbe Hypsométrique :

Quant au relief, la détermination des altitudes maximales et minimales des bassins versants, il est aussi caractérisé par la courbe hypsométrique qui fournit une vue synthétique de la pente du bassin. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de l'altitude. Elle exprime ainsi la superficie du bassin versant au-delà d'une certaine altitude.

La figure suivante représente la carte hypsométrique de l'Oued Agrioune, à partir de laquelle on va extraire les surfaces partielles du bassin par tranche d'altitudes.

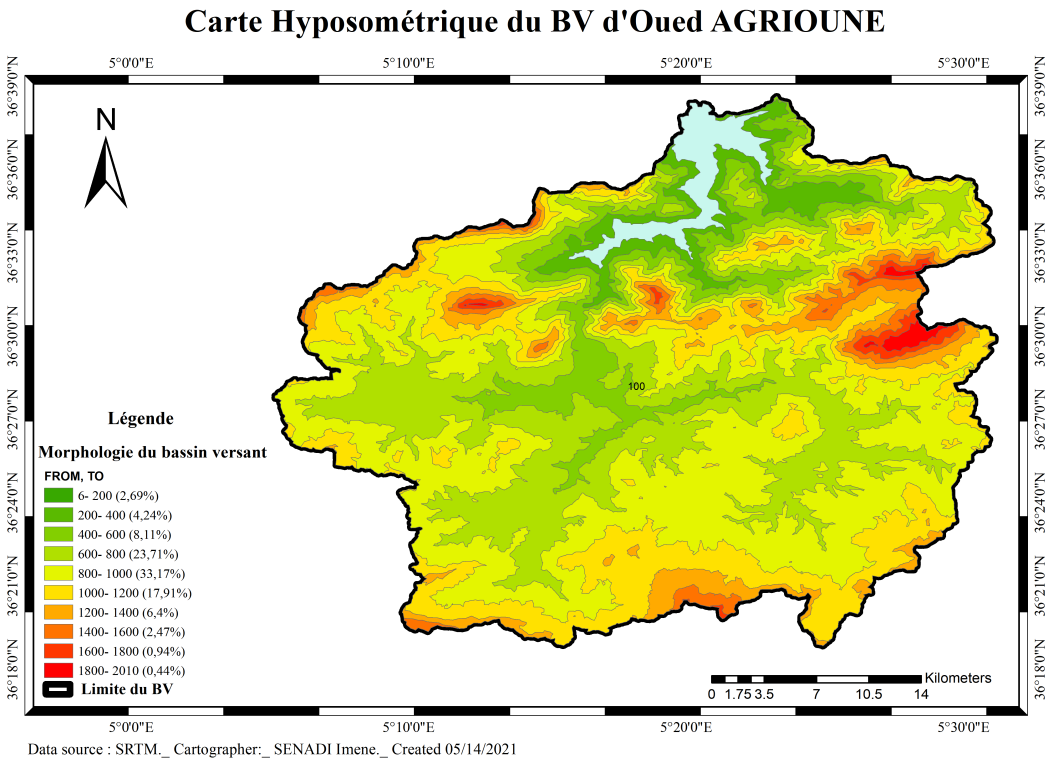


FIGURE 3.1 – Carte hypsométrique du BV d'Oued Agrioune.

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel ArcGIS. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau **3.2**

TABLE 3.2 – Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Agrioune

Élévation (m)	Surface partielle (Km^2)	S (%)	S cumulé (%)	Hi*Si (m*Km^2)
1205	46,6	5	5,556	56153
1133	46,48	4,99	11,100	52661,84
1079	46,25	4,97	16,622	49903,75
1029	46,33	4,97	22,144	47673,57
985	46,9	5,03	27,733	46196,5
948	46,77	5,02	33,311	44337,96
917	46,08	4,95	38,811	42255,36
887	47,11	5,06	44,433	41786,57
861	45,38	4,87	49,844	39072,18
835	46,69	5,01	55,411	38986,15
808	46,94	5,04	61,011	37927,52
778	46,83	5,03	66,6	36433,74
744	47,25	5,07	72,233	35154
707	46,49	4,99	77,778	32868,43
663	46,33	4,97	83,3	30716,79
511	47,86	5,14	89,011	24456,46
314	45,33	4,87	94,422	14233,62
0	46,74	5,02	100	0

La répartition des surfaces et la courbe hypsométrique sont représentés par le graphe suivant :

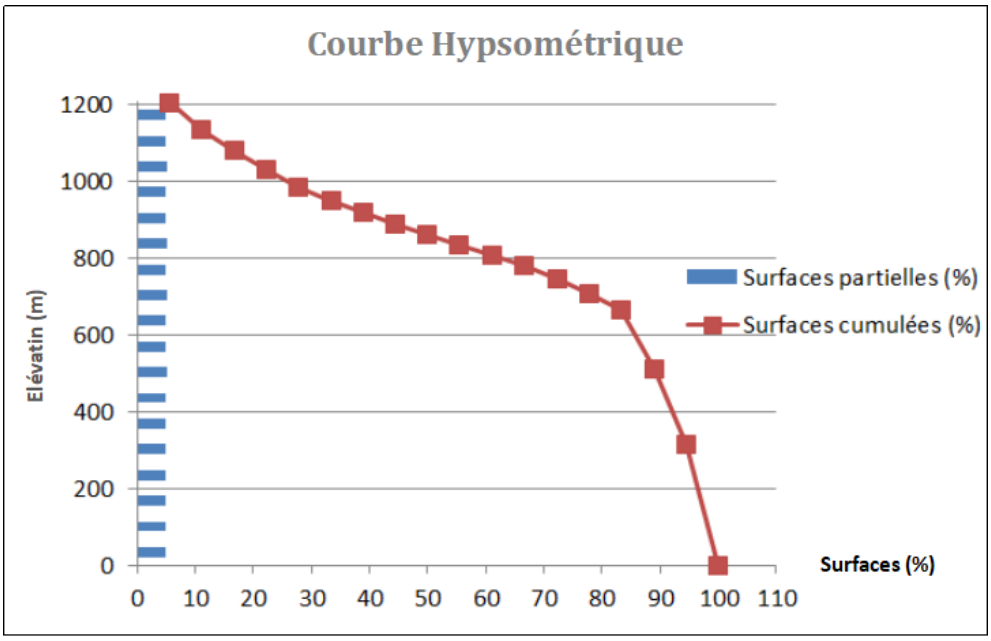


FIGURE 3.2 – Répartition des surfaces et la courbe hypsométrique.

1. **L'altitude maximale et minimale** H_max, H_min :
   L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale représente le point le plus bas du bassin qui est généralement l'exutoire. Ces altitudes sont tirées directement de la carte topographique ;
2. **L'altitude médiane** $H5\%$ **:**
   C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique ;
3. **L'altitude médiane** $H50\%$ **:**
   C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique ;

4. **L'altitude médiane** $H95\%$ **:**
   C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
5. **L'altitude moyenne** $Hmoy$ **:** C'est le rapport entre la somme des surfaces élémentaires par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant.

$$H_{moy} = \sum \frac{A_i \times H_i}{A}$$

avec :
— A_i : Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en $(Km2)$.
— Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).
— A : Surface totale du bassin versant en (Km^2)
Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau **3.3** :

TABLE 3.3 – caractéristiques altimétriques du bassin versant d'Oued Agrioune.

Altitudes (m)	Hmin	Hmoy	Hmax	H5%	H50%	H95%
	6	720.163	2010	1094,446	905,223	323,318

Les indices de pente :

Les élévation des pentes est une information précieuse notamment pour les forestiers, les agriculteurs, les aménageurs, et les gestionnaires des espaces ou les experts en risques naturels. En facilitant l'interprétation du relief et une compréhension de la morphologie d'un massif ou d'une vallée. Pour déterminer les différents indices de pente, on a extrait la carte des pentes qui s'avère particulièrement utile dans les zones de montagnes, représentée par la figure suivante :

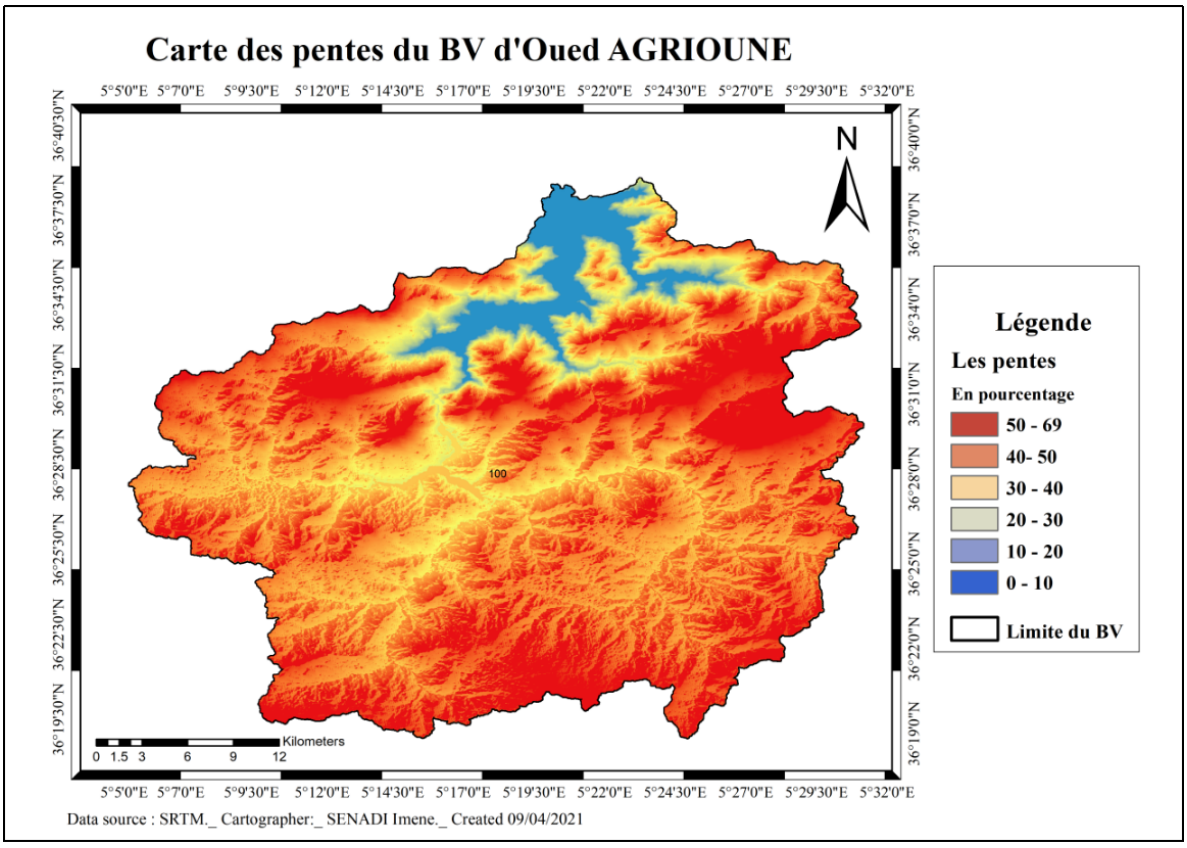


FIGURE 3.3 – Carte des pentes .

Ainsi que la carte des courbes de niveaux qui représente une carte topographique dont le relief représenté par un système de courbes de niveau équidistante, cette dernière est représentée par la figure suivante :

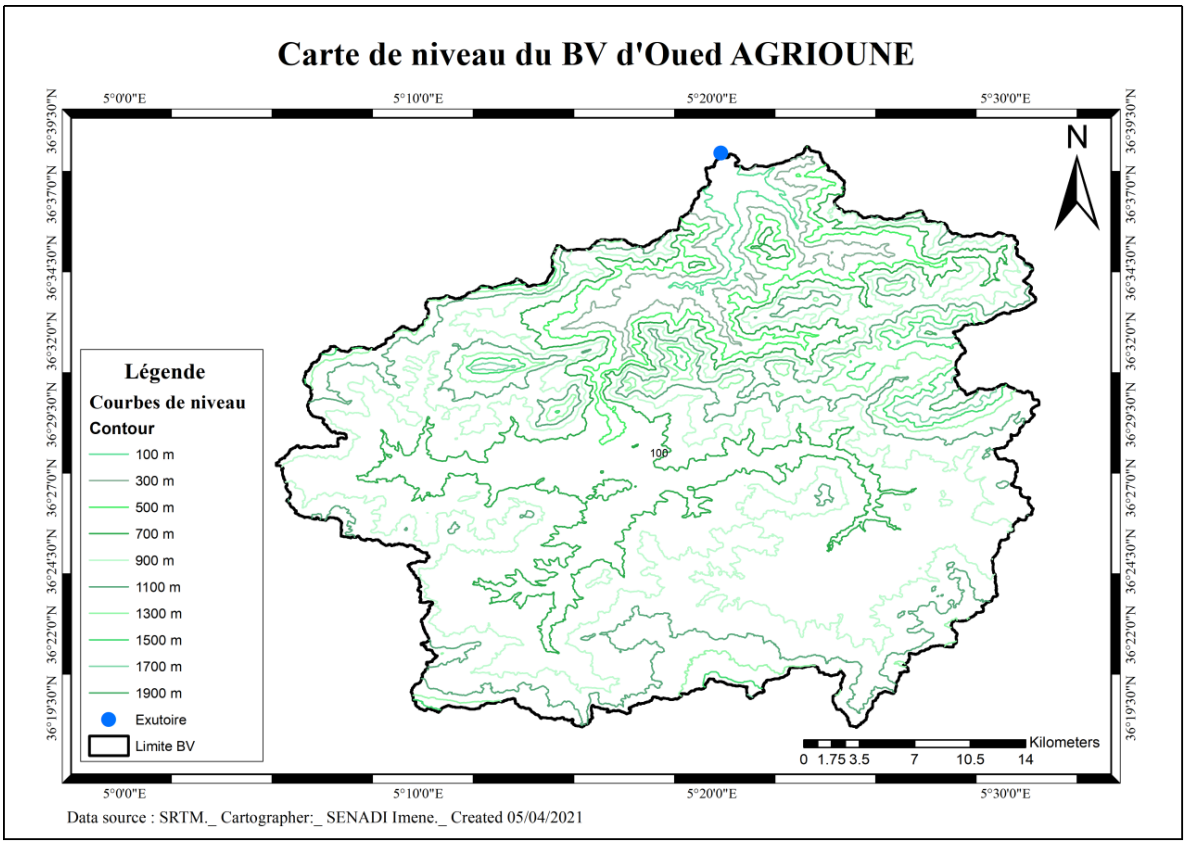


FIGURE 3.4 – Carte des courbes de niveau.

1. **1.La pente du bassin versant :**
   Elle est défine par la formule suivante :

$$I_{bv} = (H_{max} - H_{min})/L_{cp}$$

   avec :
   — L_{cp} : longueur du cours d'eau principal(km)
   — H_{max} etH_{min} : Altitudes maximale et minimale (m)

2. **La pente moyenne du bassin versant :**
   La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration Tc) et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse (TOUAIBIA.B.2004).
   Elle est exprimée par la figure suivante :

$$I_{mbv} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + , , , + 0.5L_n)}{A}$$

   avec :
   — ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).
   — L_1, L_2, L_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).
   — A : Superficie du bassin versant (Km^2).

3. **Indice de pente globale (I_g) :** Cet indice permet de déduire la nature du relief en se référant à la classification de L'O.R.S.T.O.M (Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre - Mer). Il est définit comme étant le rapport de l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant. On prend deux points S1, est S2 sur l'axe de l'abscisse telle que 95% de la surface du bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2 (Bénina 2004).

   Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique .L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} \breve{} H_{95\%}}{L_r}$$

   .

   avec :

   — $H_{5\%} - H_{95\%}$: Altitude de fréquence correspondante au 5% et 95% de la surface total (m).

   — L_r Longueur du rectangle équivalent (km).

   Les résultats du calcul sont dans le tableau **3.4** :

TABLE 3.4 – Indice de pente global du bassin versant d'Oued Agrioune.

H5%	H95%	H5% - H95%	Léq (Km)	Ig (m/m)	Classification
1094,446	323,318	771,128	120.543	0,00640	relief assez faible

   Cela n'implique que le relief du bassin versant, est un relief assez faible (0.005< Ig <00.1) selon O.R.S.T.O.M (Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre - Mer). Cet indice de pente global sert aussi à classer le relief d'un bassin, mais pour permettre une comparaison plus efficace et plus poussée du bassin, du point de vue relief. Il convient de calculer la dénivelée spécifique.

   La classification des reliefs est faite selon le tableau **3.5** :

TABLE 3.5 – Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

1	relief très faible	Ig<0.002
2	relief faible	0.002 <Ig <0.005
3	relief assez faible	0.005< Ig< 0.01
4	relief modéré	0.01< Ig< 0.02
5	relief assez fort	0.02< Ig< 0.05
6	relief fort	0.05< Ig <0.1
7	relief très fort	0.1< I

4. **Indice de pente moyenne d'un cours d'eau :**

   La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer. Entièrement ou en partie dans le sol.

   Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

   Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r}$$

   avec :

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

   — L_r Longueur du rectangle équivalent (km).

Les résultats du calcul sont dans le tableau **3.6** :

TABLE 3.6 – Indice de pente moyenne du bassin versant d'Oued Agrioune.

Hmax	Hmin	Hmax - Hmin	Léq (Km)	Ipm (m/m)
2010	6	2004	120.543	0.017

5. **Dénivelée spécifique Ds :**
Puisque l'indice de pente globale décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente. La dénivelée spécifique Ds ne présente pas cet inconvénient (Bénina, 2004).
La dénivelée spécifique est définie par la formule suivante :

$$D_s = I_g\sqrt{A} = D\sqrt{I/L_r}$$

— D_s : : Dénivelée spécifique (m) ;
— I_g : Indice de pente globale (m/m) ;
— A : Superficie du bassin versant (Km^2).
La dénivelée spécifique «D_s» permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M. (tableau 3.6) qui permet définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies. La dénivelée spécifique est définie comme suit :

TABLE 3.7 – Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

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

Cela n'implique que le relief du bassin versant ; est un Relief assez fort, 100m<D_S<250m (selon O.R.S.T.O.M).
On résume les résultats de calcul des indices de pente dans le tableau **3.8** :

TABLE 3.8 – Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant de l'Oued Agrioune

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{bv}	m/Km	69.753
Pente moyenne de bassins versant	Im	m/Km	332.7
Indice de pente globale Ig	Ig	m/m	0.0064
Indice de pente moyenne Ipm	Ipm	m/m	0.017
Indice de pente de Roche (Ip)	Ip	%	9.979
Dénivelée spécifique Ds	Ds	m	195.241
Relief	Assez Fort		

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{Leq}}\sum_{i=1}^{n}\sqrt{\langle S_i \times h_i\rangle}$$

— I_p : Indice de pente de Roche ;
— L_eq : Longueur du rectangle équivalent (m) ;
— S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

3.2.5 Étude du réseau hydrographique :

Hiérarchisation du réseau :

Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau :

1. **Classification de STRAHLER (1957) :** Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :
   — Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1 ;
   — Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux ;
   — Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1 ;
   — Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.
   Le réseau hydrographique de notre BV est représenté par la figure **??** :

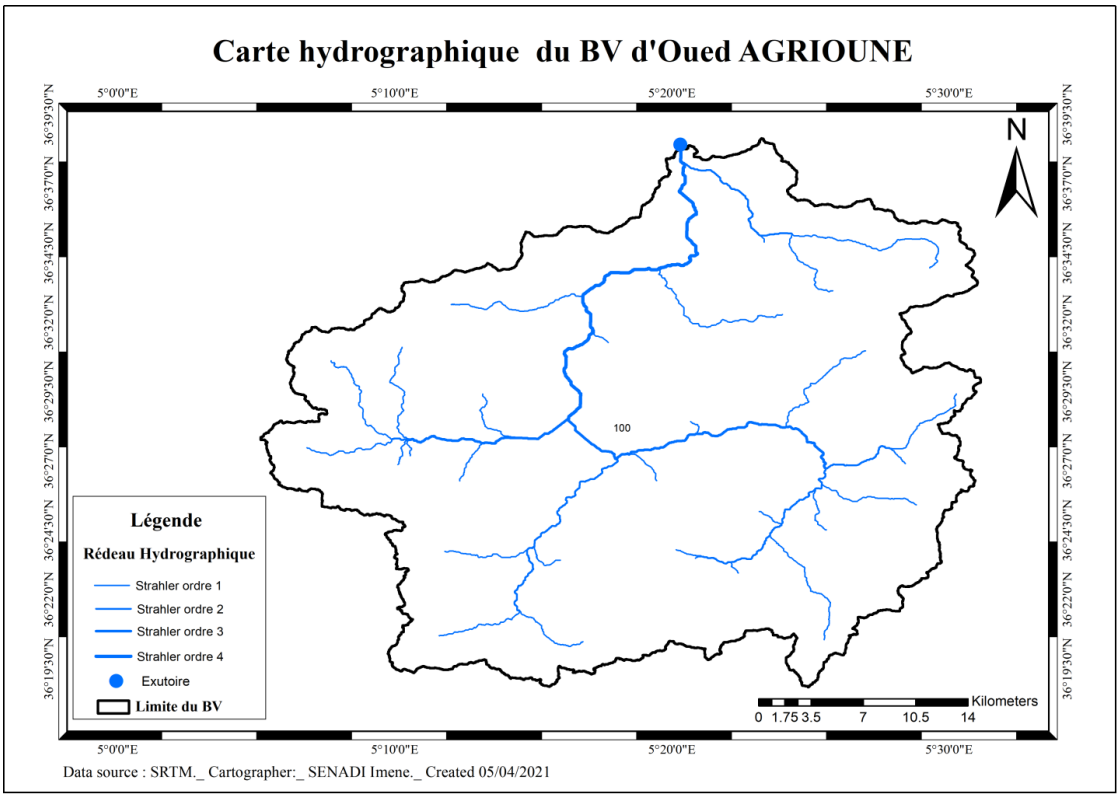


FIGURE 3.5 – Carte hydrographique du bassin versant de l'Oued Agrioune.

2. **Classification de Howard :**
   En se basant sur la classification de Howard, nous constatons que le réseau hydrographique du bassin versant du Barrage d'Oued Agrioune a un caractère morphologique varié, dendritique et parallèle, le réseau dendritique marqué par sa morphologie arborescente (branches d'arbres), correspond généralement à un réseau ne subissant pas de véritable contrôle structural, et est souvent associé à un milieu d'érosion uniforme normal, par endroit on rencontre des morphologies de réseau de types parallèle, subparallèle. Cette différence morphologique et le caractère varié du réseau révèle le caractère tectoniquement actif du secteur d'étude, où des failles viennent accidenter le terrain et modifier la morphologie des cours d'eau. De manière générale, les réseaux de type parallèle se situent à proximité de faisceaux de faille.

La densité de drainage D_d :

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport de la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin, et la surface totale S .Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km^2.

Elle est donnée par la formule suivante :

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

avec :
— D_d : Densité de drainage en km/km^2
— $\sum l_i$: La somme des longueurs de tous les cours d'eau considérés pour le bassin versant.
— A : La surface du bassin versant en km^2.

Les résultats du calcul sont dans le tableau **3.9** :

TABLE 3.9 – La densité de drainage du bassin versant d'Oued Agrioune.

n	A (Km²)	Somme Li (Km)	Dd(Km/Km²)
4	931.48	293	0.315

La densité hydrographique des thalwegs élémentaires F_1 :

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle se définit par la formule suivante :

$$F_1 = \frac{\sum N_1}{A}$$

Avec :
— ¨F_1 : Densité hydrographique (Km^-2) ;
— N_1 : Nombre de cours d'eau d'ordre 1 qui est égale à 29 ;
— A : Superficie du bassin versant (Km^2).

Le coefficient de torrentialité C_t :

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité de drainage par la fréquence des talwegs élémentaires.

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = D_d \times F_1$$

— D_d : Densité de drainage en km/km^2
— F_1 : Densité hydrographique (Km^-2) ;

Temps de concentration :

Le temps de concentration Tc des eaux pour un bassin se définit comme la plus grande durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, Il est composé de trois termes différents :
— Th : Temps d'humectation, c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle ;
— Tr : Temps de ruissellement, ou d'écoulement, c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur) ;

— Ta : Temps d'acheminement, c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

tel que :

$$T_c = \max\left(\sum (T_h + T_r + T_a)\right)$$

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Il faut en général choisir la formule qui correspond le mieux au type de bassin-versant analysé, pour cela on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborées dans les conditions physicogéographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

1. **Formule de KIRPICH :** Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 *ha* et 81 *ha*, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%. Le temps de concentration est alors calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.0663 \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_g^{0.385}} \tag{3.1}$$

avec :
— T_c : Temps de concentration (h).
— L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (m).
— I_g : Indice de pente globale (%).

2. **Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937) :**

$$T_c = \frac{(4\sqrt{A}) + (1.5 * L_{cp})}{(0.8 * \sqrt{H_{moy} - H_{min}})}. \tag{3.2}$$

avec :
— T_c : Temps de concentration (h).
— H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m).
— A : Surface du bassin versant (km2).
— L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

3. **Formule de SCS ANRH :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 L_{cp}^3}{H_{moy} - H_{min}}\right)^{0.385} \tag{3.3}$$

avec :
— T_c : Temps de concentration (h).
— H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m).
— A : Surface du bassin versant (km2).
— L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

4. **Formule de SOLOVSKY :**

$$T_c = 4 * \left(\frac{A * L_{cp}^{0.333}}{\sqrt{I_{bv}}}\right)^{0.75} \tag{3.4}$$

avec :
— T_c : Temps de concentration (h).
— I_{bv} : Pente du bassin versant (m/km).
— A : Surface du bassin versant (km2).
— L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

5. **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 0.1275 \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{I_{bv}}}. \tag{3.5}$$

avec :
— T_c : Temps de concentration (h).
— I_{bv} : Pente du bassin versant (m/km).
— A : Surface du bassin versant (km2).

6. **Formule de TURAZZA**

$$T_c = \frac{0.108 * (A * L_{cp})^{1/3}}{I_{cp}^{0.5}} \tag{3.6}$$

avec :
— T_c : Temps de concentration (h).
— I_{cp} : Pente du cours d'eau principal (m/m).
— A : Surface du bassin versant (km2).
— L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

Les formules utilisées sont celles recommandées pour le Nord algérien, celle-ci nous donnent des résultats différents ; et la valeur du temps de concentration retenue est la valeur minimale des valeurs proches. On a éliminé les valeurs extrêmes très grandes ou très petites pour ne laisser que les valeurs centrales.

TABLE 3.10 – Calcul du temps de concentration du BV d'Oued Agrioune.

Formules utilisées	Temps de concentration en heures
Formule de GIANDOTTI	7.726
Formule de SOLOVSKY	6.068
Formule de Kripchi	6.154

On constate que les trois formules donnent des résultats trés proches, quant la formule GIANDOTTI est recommandée pour les grands bassins versants (surface supérieure à 100 Km^2, donc nous avons opté à la valeur donnée par cette formule.

Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \tag{3.7}$$

Avec :
— V_r : vitesse de ruissellement (km/h)
— L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).
— T_c : Temps de concentration (h).

La pente moyenne du cours d'eau :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$Imoy = \frac{D}{Lcp} \tag{3.8}$$

Avec :
- I_moy : Pente moyenne du cours d'eau principal en %
- D : Dénivelée entre Hmax et Hmin (m).
- L_cp : Longueur du cours d'eau principal (Km)

On résume les résultats de calcul des paramètres hydrographiques dans le tableau **3.11** :

TABLE 3.11 – Paramètres hydrographiques du BV d'Oued Agrioune.

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Densité de drainage	Dd	Km/Km²	0.315
Densité hydrographique	F_1	Km²	0.031
Coefficient de torrentialité	Ct	-	0.0097
Temps de concentration	Tc	Heure	7.726
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	3.719
La pente moyenne du cours d'eau	Imoy	m/Km	69.752

Ci-dessous le tableau **3.12** qui récapitule les caractéristiques de notre bassin versant :

TABLE 3.12 – Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin Versant d'Oued Agrioune.

Désignation		Symbole	Unités	BV
Superficie		A	Km²	931,48
Périmètre		P	Km	225,8
Longueur du thalweg principal		L_{cp}	Km	28.73
Pente du thalweg principal		Ic	%	0.45
Indice de compacité		K_c	-	2.071
Coefficient d'allongement		Ca	-	0,886
Rectangle Équivalent	Longueur	Lr	Km	120,543
	Largeur	lr	Km	8,969
Altitudes	Maximale	Hmax	m	2010
	Moyenne	Hmoy	m	720,163
	Minimale	Hmin	m	6
	Mediane	H50%	m	905,223
		H5%	m	1094,446
		H95%	m	323,318
Pente du bassin versant		I_{bv}	m/Km	69.753
Pente moyenne de bassins versant		I_m	m/Km	332.7
Indice de pente globale Ig		Ig	m/m	0.0064
Indice de pente moyenne Ipm		Ipm	m/m	0.017
Indice de pente de Roche (Ip)		Ip	%	9.979
Dénivelée spécifique Ds		Ds	m	195.241
Densité de drainage		Dd	Km/Km^2	0.315
Densité hydrographique		F_1	Km²	0.031
Coefficient de torrentialité		Ct	-	0.0097
Temps de concentration		Tc	h	7.726
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	3.719
La pente moyenne du cours d'eau		Imoy	m/Km	69.753

3.3 Étude des crues :

Pour un projet de protection contre les inondations, la détermination du débit de pointe est une étape primordiale, pour le choix de l'aménagement approprié et la délimitation des zones inondables. Après avoir délimité les bassins versants de la zone d'étude et déterminé leurs caractéristiques, on vise dans cette étape à évaluer les débits des crues pour des périodes de retours allant de 10 à 100 ans.

3.3.1 Analyse des évènements de crues d'Oued Agrioune :

D'après les estimations d'oued Agrioune à son embouchure et de la crue décennale de l'oued de Béni Smail à Bordj Mira (ORTM 1969), trois crues qui sont supérieures à 1000 m^3/s se sont produites au barrage entre 1957 et 1968 :

— 1400 m^3/s le 18 Janvier 1958 ;
— 1009 m^3/s le 10 Novembre 1967 ;
— 1300 m^3/s le 12 Décembre 1967.

Lors de l'évènement de 1967, le débit maximum lâché au barrage a atteint 1175 m^3/s.

Crue de Novembre 1967 :

SONELGAZ a fourni l'évolution de la retenue d'Ighil Emda ainsi qu'un rapport des dégâts de la crue (Dégâts causés par les crues de Novembre, Décembre 1967, EGA, 14 Décembre 1967).

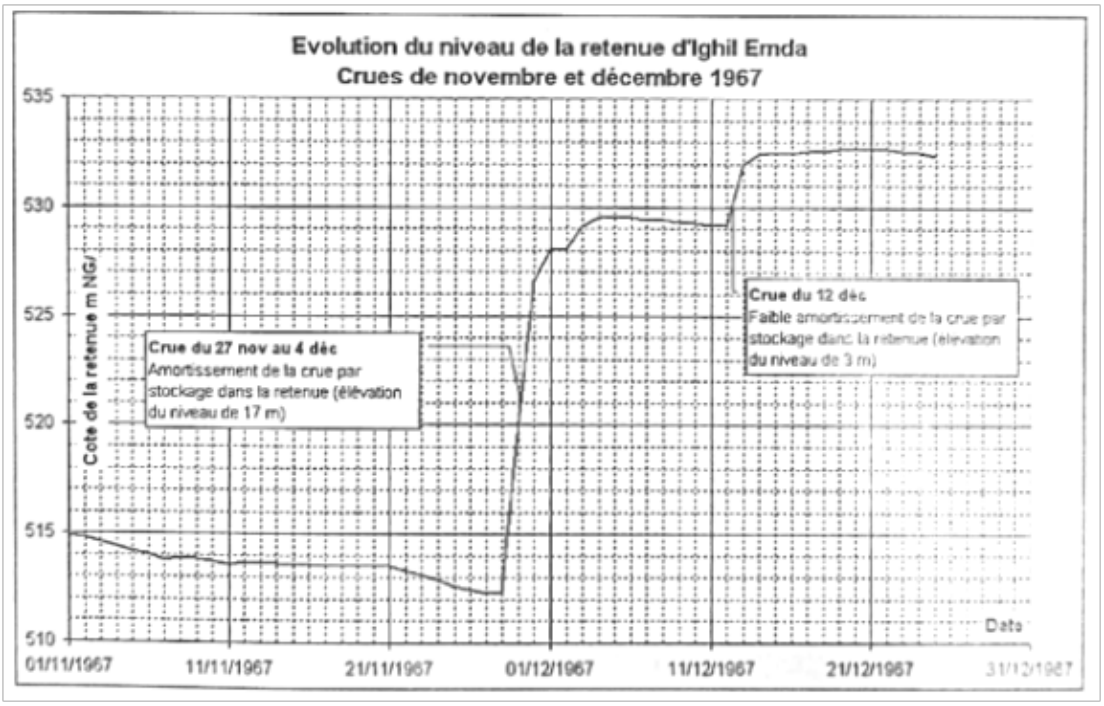


FIGURE 3.6 – Niveau de la retenue du barrage Ighil Emda 1967.

La figure III.6 représente l'évolution du niveau d'eau de la retenue d'Ighil Emda pendant l'évènement de Novembre et Décembre 1967, elle met en évidence une élévation très importante du niveau de la retenue pour amortir la première crue de Novembre 1967, prés de 2.5m par jour pendant une semaine. Le niveau de la retenue n'a pas pu être réduit avant la seconde crue du 12 et 13 Décembre 1967. Il était à la cote 529.15 m NGA au début de la crue. En conséquence la seconde crue n'a été que peu amortie qui explique le fort débit relâché en aval (1175 m^3/s), la retenue a atteint la cote maximale 532.76 m NGA le 20 décembre.

Crue de Février 1984 :

C'est l'une des crues les plus importantes des ces 40 dernières années, la SONELGAZ a pu fournir le compte-rendu de la crue et le bilan hydrologique effectué par ses services.

La crue s'est étalée sur deux jours, les 3 et 4 Février, au début de la crue, au début de la crue, le niveau de la retenue d'Ighil Emda était 523.3 m NGA, sur les 5 jours précédents de la crue ; le niveau pluviométrique était assez faible, d'environ 17 mm. Le cumul pluviométrique enregistré à Ighil Emda est de 268 mm dans 48h, la pointe de la crue a été estimée de plus de 1100 m^3/s ; le débit maximum relâché par le barrage est 467 m^3/s pendant 5 heures. La cote maximale dans la retenue a atteint 530.02 m NGA.

Crues de 2003 :

L'hiver de 2002 et 2003 étaient particulièrement pluvieux sur le bassin de l'oued Agrioune sur les mois de Novembre et Décembre 2002 et Janvier 2003, on a noté les cumuls suivants : 965 mm à Ighil Emda, 1024 à Bordj Mira, 845 mm à Souk El-Ténine, 660 mm à Ammoucha et 488 mm à Ain Roua. En 3 mois, il est tombé l'équivalent d'une année de pluie moyenne sur l'ensemble du bassin versant.

SONELGAZ a pu fournir l'évolution du plan d'eau sur toute la période ainsi que la pluviométrie sur Ighil Emda. Par contre, seul le rapport d'astreinte de la crue des 16 et 17 Janvier 2003 a pu être présentée. Cette crue fait suite à un cumul de précipitation de 59 mm sur 2 jours. Le débit de pointe en entrée de la retenue a atteint 276.6 m^3/s pendant 3h30.

Plusieurs crues faibles à moyennes se sont succédées en Janvier 2003 (11, 17 et le 25) et ont été amorties par la retenue ; puis de Février à Avril le niveau de la retenue a été maintenu assez haut entre : 528 m NGA et 530 m NGA. Ainsi au début de la crue de 03 et 04 Avril le niveau de la retenue était à la cote 529.2 m NGA.

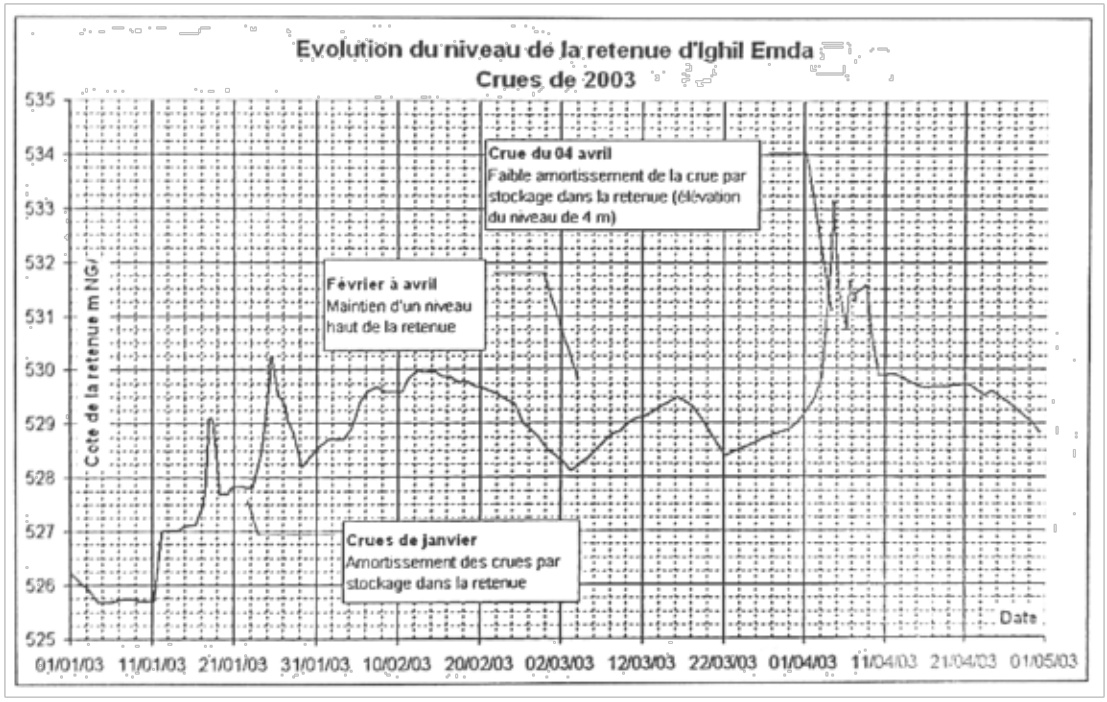


FIGURE 3.7 – Niveau de la retenue du barrage Ighil Emda 2003.

Le cumul pluviométrique du 03 et 04 Avril approche 240 mm en 48 heures. Il est précédé par un cumul significatif les 5 jours précédents (73 mm). Compte-tenu ces informations en se basant sur l'hypothèse d'un seul pic de crue, les conditions hydrologiques se rapprochent de la crue de 1984. le débit de pointe peut être ainsi estimé proche de 1100 m^3/s.

A priori le niveau haut en débit de crue n'a pas permis d'amortir suffisamment la crue (situation comparable

à celle de Décembre 1967), par conséquent le débit restitué à l'aval peut avoisiner les 1100 m^3/s.

3.3.2 Études fréquentielles des pluies :

L'étude fréquentielle des précipitations consiste à trouver un modèle fréquentiel qui décrit le comportement statistique des valeurs extrêmes. Dans cette étude nous avons choisi la loi d'ajustement statistique. Ces lois sont souvent utilisées pour ajuster les séries de pluies maximales et les débits correspondants.

Dans ce cas et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution Exponentielle, d'où le nom de la méthode GRADEX.

L'analyse fréquentielles des pluies des crues maximale annuelle avec la station hydrométrique Boubirek :

Une étude de pluie maximale annuelles est la première étape à affranchir dans l'étude d'aménagement afin d'aboutir aux pluies extrêmes de différentes périodes de retour. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales annuelle pour la période la plus longue possible, et puisque notre bassin d'étude n'obtient pas de station hydrométrique, nous avons pris la station de Boubirek située dans le bassin versant N°15, Sous bassin N°7 de l'Oued Bou Sellam.

Le bassin versant du Bou Sellam est fermé, au nord, à partir du confluent de la rivière avec l'oued Sahel, par le mont Gueldamane. L'oued Bou Sellam descend des versants sud du mont Megris ; il est formé de cinq ruisseaux, l'oued Mahouan, l'oued Mohammed el Hannach, oued Ouricia, l'oued Goussimet et l'oued Fermatou, qui se réunissent au nord de Sétif. La rivière prend alors le nom d'oued Bou Sellam ; elle court d'abord au sud-sud-ouest, passe à trois kilomètres à l'ouest de Sétif, et vient franchir la chaîne dans laquelle elle prend sa source entre djebel Tafat et le Guergour.Il s'étend sur une superficie de S= 1251 Km^2. La figure suivante montre la situation de la station choisie entourée en rouge



FIGURE 3.8 – Situation de la station hydrométrique de Boubirek sur la carte des BVs.

Les caractéristiques de la station sont montrées dans le tableau **3.13** :

TABLE 3.13 – Caractéristique de la station hydrométrique « Boubirek » (Source : ANRH).

Station	Code	Coordonnées			Nombre d'années
		X (m)	Y (m)	Z (m)	
Boubirek	150703	689.45	354.5	600	35 lacunées

Le tableau **3.14** représente la répartition des débits maximales annuels de la station prise pour une période de 35 ans.

TABLE 3.14 – Série des débits maximales annuels prise de la station 150703 (Source : ANRH)

Années	Qmax (m^3/s)	Années	Qmax (m^3/s)	Années	Qmax (m^3/s)
1970	145,20	1978	52,50	1987	32,44
1971	185,60	1979	168,00	1990	34,36
1972	208,00	1980	168,00	1991	28,98
1973	652,00	1981	196,80	1992	25,69
1975	368,00	1983	298,70	1996	7,60
1976	155,17	1984	195,20	1997	94,00
1977	114,40	1985	192,00	2002	388,80

Les caractéristiques de la série pluviométrique sont déterminées à l'aide de logiciel HYFRAN, représentées dans le tableau **3.15** :

TABLE 3.15 – Caractéristiques de la série des débits de la station 150703 :

Caractéristiques	Valeurs
Moyenne des Qmax en (m^3/s)	176
Écart type « σx » ; Pour n 30 ans	153
Coefficient de variation « Cv »	0.866

Ajustement de la série des débits et les pluies maximales journalières :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques ainsi que celles des débits, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

— La loi de probabilité ;
— La taille de l'échantillon ;
— Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

— La loi de GUMBEL (droite de HENRY). ;
— La loi de log-normale (droite de GALTON)..

Dans notre étude on suit les étapes suivantes :
— Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
— Calcule de la fréquence expérimentale ;
— Calcule des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
— Ajuster graphiquement la loi choisie ;
— Calculer le quantile et son intervalle de confiance ;
— La loi de log-normale (droite de GALTON).

1. **Ajustement de la série à la loi de GUMBEL :**
   La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En effet la loi double exponentielle est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.
   L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL a été établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 3.16 – Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL de la station 150703 .

Période de retour	Probabilité de fréquence (q)	Qmax (m^3/s)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	1200	255	705 - 1710
2000.0	0.9995	1010	212	599 - 1430
1000.0	0.9990	931	193	553 - 1310
200.0	0.9950	739	149	446 - 1030
100.0	0.9900	656	131,00	399 - 912
50.0	0.9800	573	112	352 - 793
20.0	0.9500	461	87.9	289 - 634
10.0	0.9000	376	69.6	239 - 512
5.0	0.8000	286	51.5	185 - 387

La représentation des observations sur du papier normal est présentée dans la figure suivante :

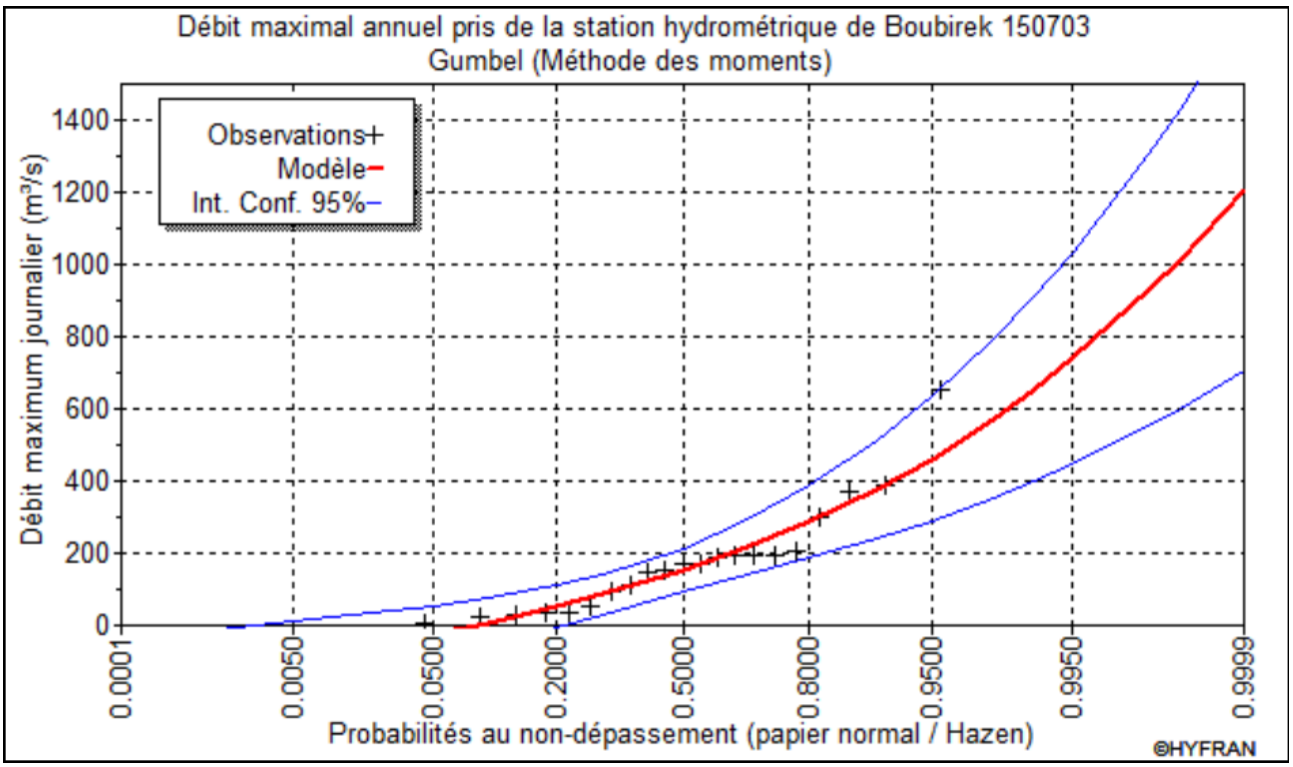


FIGURE 3.9 – Représentation graphique de la loi de GUMBEL de la station 150703.

On possède une comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon, dont les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

TABLE 3.17 – Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	7.00
Maximum	Aucun	652
Moyen	176	176
Ecart type	153	153
Médiane	151	168
Coéfficient de variation Cv	0.866	0.866
Coéfficient d'asymétrie Cs	1.14	1.64
Coéfficient d'aplatissement Ck	2.40	5.04

2. **Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton) :**

   On dit qu'une Variable aléatoire X a une distribution log normal lorsque : v = ln x est normal. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable.

   L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 3.18 :

TABLE 3.18 – Résultat de l'ajustement à la loi Log-Normal de la station 150703

Période de retour	Probabilité de fréquence (q)	Qmax (m^3/s)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	6990	4860	N/D
2000.0	0.9995	4350	2720	N/D
1000.0	0.9990	3480	2070	N/D
200.0	0.9950	1970	1010	N/D
100.0	0.9900	1500	708	N/D
50.0	0.9800	1110	479	N/D
20.0	0.9500	703	264	185 - 1220
10.0	0.9000	470	155	166 - 774
5.0	0.8000	289	81.7	128 - 449

La représentation des observations sur du papier normal est présentée dans la figure suivante :

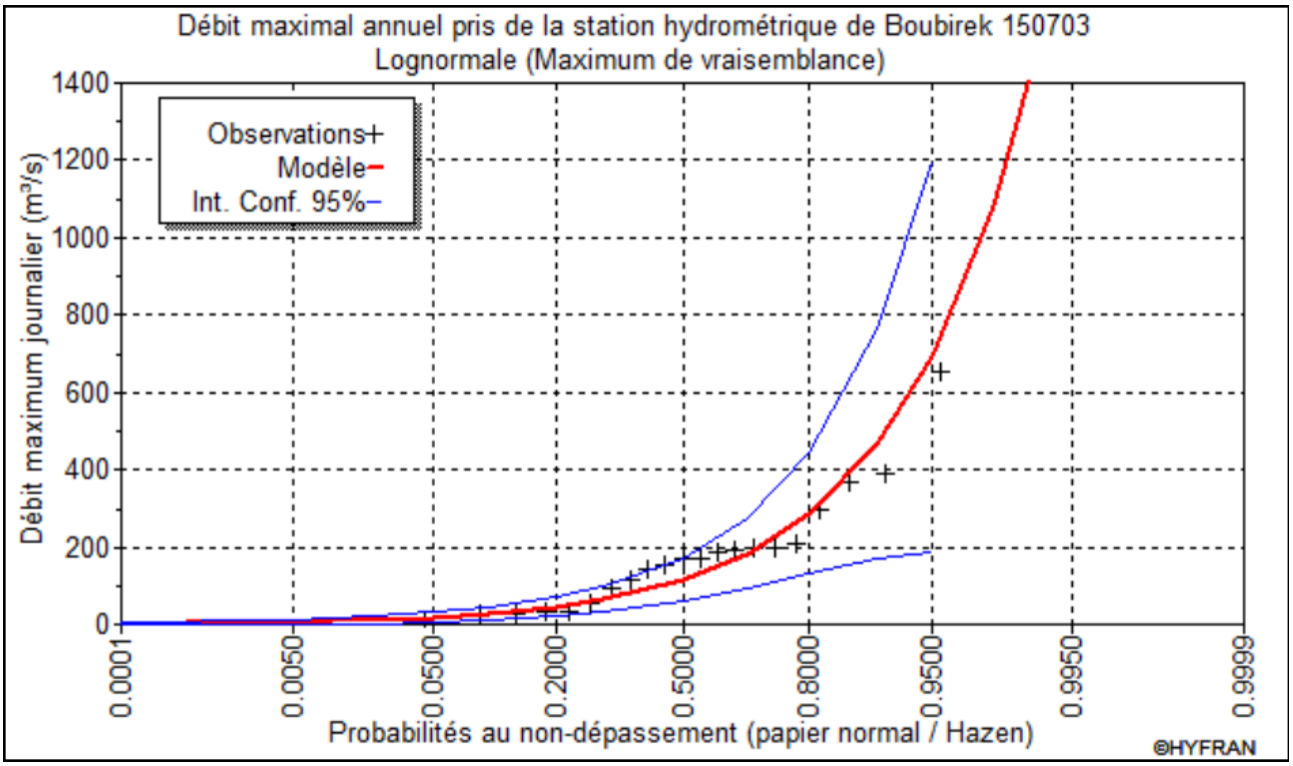


FIGURE 3.10 – Représentation graphique de la loi de Galton de la station 150703

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon, est montrée dans le tableau suivant :

TABLE 3.19 – Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	7.00
Maximum	Aucun	652
Moyen	210	176
Ecart type	326	153
Médiane	114	168
Coéfficient de variation Cv	1.55	0.866
Coéfficient d'asymétrie Cs	8.40	1.64
Coéfficient d'aplatissement Ck	246	5.04

Choix de la loi d'ajustement :

Il existe toujours des écarts entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences des mêmes valeurs calculées à partir d'une fonction de répartition quelconque. L'ajustement graphique est la première étape mais reste insuffisante pour le choix définitif de la loi théorique. Le test statistique d'adéquation consiste à comparer l'adéquation de plusieurs lois afin d'adopter le moins mauvais ajustement.

Les tests les plus utilisés sont le test : χ^2 .

1. **Ajustement graphique visuelle (la méthode visuelle) :**
   Les figures 9 et 10, montrent les graphiques des résultats obtenus. Ils représentent les probabilités empiriques et théoriques des distributions GUMBEL et Log Normale à l'aide du logiciel Hyfran. Visuellement, on ne peut pas choisir l'ajustement le plus adéquat c'est pour cela on procède à l'analyse statistique.

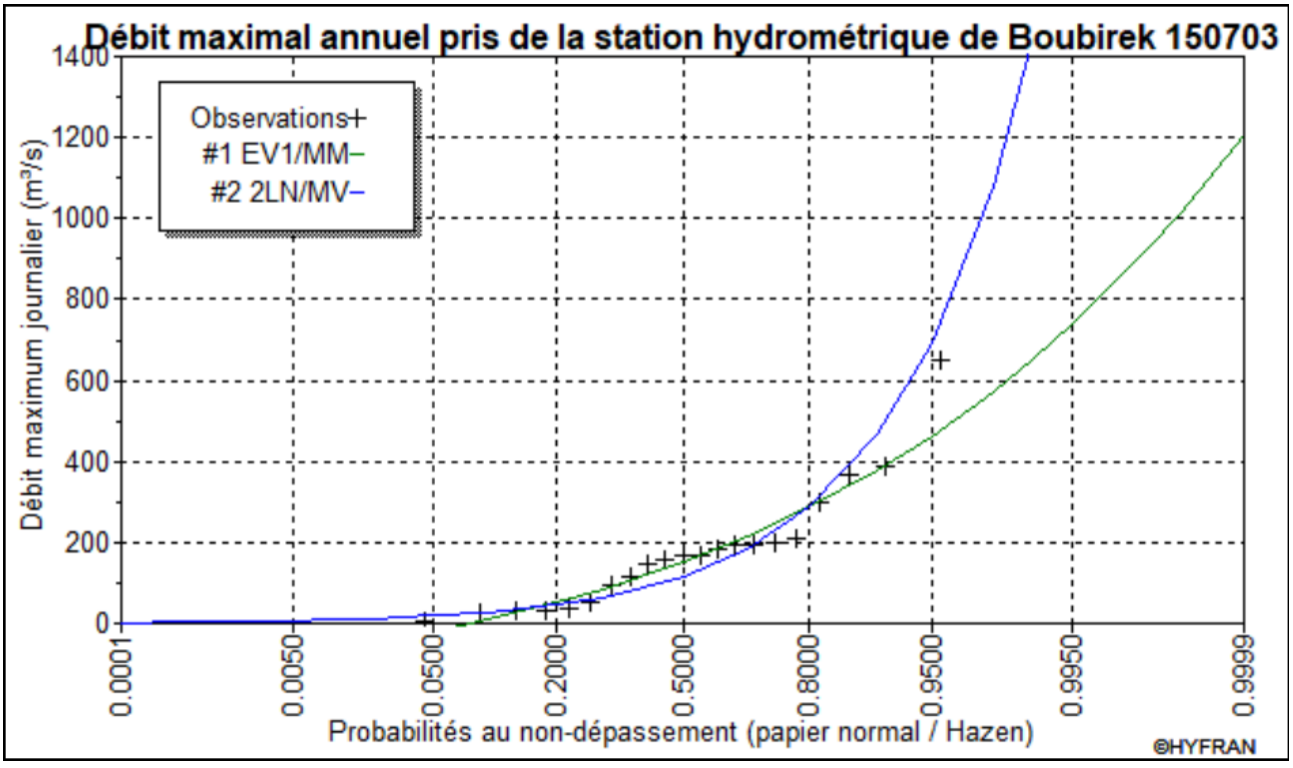


FIGURE 3.11 – Graphe comparatif des résultats d'ajustement par la méthode de Gumbul et Galton.

2. **Le test d'adéquation de χ^2** Le but d'un test d'adéquation (d'ajustement) est de vérifier que le modèle choisi est cohérent avec les données, plus exactement nous allons construire une procédure de test afin de

vérifier si l'hypothèse que les observations sont issues d'une loi donnée est valide. Le test le plus usuel est celui du χ^2

Alors, afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, χ^2_{calcul} et $\chi^2_{thorique}$ (tabulé) à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%

TABLE 3.20 – Résultats du test de Khi carré de la station Hydrométrique 150703.

Loi de distribution	Degré de liberté γ	Nombre de classe	Khi carré théorique	Khi carré calculé
Gumbel	3	6	9.57	7.815
Log Normale	3	6	6.71	7.815

A partir des résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, la série des débits maximums annuels présente un ajustement adéquat à la loi Log Normale.

3.3.3 Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode du GRADEX :

La méthode du GRADEX est une approche hydro-pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues d'un cours d'eau, pour des événements de durée de retour située entre 20 et 10000 ans. Cette méthode a été développée en 1967 par les ingénieurs GILLAUT et DUBANT, qui l'on conçue pour des bassins relativement imperméables dans lesquels les crues exceptionnelles sont provoquées essentiellement par les pluies.

Cette méthode suppose que lorsqu'on est proche de la saturation, l'infiltration est limitée et à partir d'un certain débit, tout ce qui tombe ruisselle. L'intérêt de la méthode est l'utilisation de l'information « pluie », dont l'échantillon est plus long, pour compléter l'information « débit ».

1.Hypothèses de la méthode :

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) :

- **Hypothèse 1** : La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.
- **Hypothèse 02 :** Le déficit d'écoulement, défini comme la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un pas de temps équivalent, n'augmentent plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie.
  En d'autres termes, nous pouvons dire que, à partir d'un certain état de saturation du bassin versant, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalent point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot, est fixé à une période de retour Tp comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans selon le bassin versant considéré .
- **Hypothèse 03 :** Quelle que soit sa fréquence ou durée de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être calculé à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin versant.
  Ce coefficient, nommé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrés sur le bassin versant.

Les étapes de la méthode :

1. Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
2. Calculer le Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P(mm) = a * \mu + b. \tag{3.9}$$

3. Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(mm) = \frac{Q(m^3/s)3.6n(heures)}{A(km^2)}. \tag{3.10}$$

4. Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{(\mu\%)} = a * \mu + b'. \tag{3.11}$$

avec :
a : Gradex de la pluie.
μ : Variable réduite de Gumbel,

$$\mu = -ln(-ln(F)) \tag{3.12}$$

$$F = \frac{1}{1-T}. \tag{3.13}$$

Pour T=10ans ;

$$b' = Q_{10ans} - a\mu. \tag{3.14}$$

Tracer la droite de l'équation 3.11 sur le même graphe que l'ajustement de $P - jmax$. Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en m^3/s par la formule :

$$Q(m^3/s) = \frac{A(km^2) * Q(mm)}{3.6}. \tag{3.15}$$

5. **Calcul du débit de pointe**
Calcul du coefficient de pointe.

$$C_p = Q_{max}/Q_{moy}.\ \ Ainsi\ Q_p = C_p * Q \tag{3.16}$$

Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).

Application de la méthodologie :

On a pris deux stations pluviométriques pour les observations des séries de pluies maximales journalières.

Les caractéristiques des stations sont montrées dans le tableau **3.21** :

TABLE 3.21 – Caractéristique des stations pluviométriques (Source : ANRH).

Station	Code	Coordonnées			Nombre d'années
		X (m)	Y (m)	Z (m)	
Bouchtate	030204	743.6	346.15	800	41
Ain Roua	030205	722.9	399.95	1100	36
Souk El Ténine	030207	736.5	369.25	60	36

1. **Ajustement de la série à la loi de GUMBEL :** Les équations de la droite de Gumbul pour chaque station pluviométrique sont données ci-dessous :
— **La station de Bouchtate 030204 :**

$$R(mm) = 13.38\mu + 42.05$$

Le GRADEX est donc : a =13.38

— **La station d'Ain Roua 030205 :**

$$R(mm) = 12.9\mu + 44.195$$

Le GRADEX est donc : a =12.9

— **La station de Souk El Ténine 030207 :**

$$R(mm) = 21.1\mu + 6.972$$

Le GRADEX est donc : a =21.1

2. **Choix du pas de temps :** Après l'examen des enregistrements de la crue des stations (030204), (030205) et celle de Souk El Tenine (030207) , on a estimé le temps de base à n=24h.
3. On n'avait pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, alors on estime par analogie avec le bassin versant d'Oued Bou Sellam, de même grandeur le temps de base et le débit décennal, tel que :

$$\frac{Q}{A} = \frac{Q'}{A'}$$

Avec
— $Q'_{100ans} = 1500\ m^3/s$
— $A' = 1251\ km^2$, (Surface du bassin versant d'Oued Bou Sellam) ;
— $A = 931.485\ km^2$ (Surface du bassin versant d'Oued Agrioune)
On obtient donc : Q_{100ans}= 1116.882 m^3/s

4. **On exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :**

$$R(mm) = \frac{Q(m^3/s) * 3.6 * n(heures)}{A(km^2)}$$

On n'avait pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, alors on estime par analogie avec le bassin versant d'Oued Bou Sellam, de même grandeur le temps de base et le débit décennal, tel que :

$$R(mm) = \frac{1116.882 * 3.6 * 24}{931.48}$$

On obtient donc

$$R(mm) = 103.579mm/24h$$

5. **Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=100 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie :**

$$Q_{100ans} = a\mu + b'$$

Alors

$$b' = Q_{100ans} - a\mu$$

Telle que la variable réduite de Gumbul est égale à 4.6.
On calcule maintenant les b' :

TABLE 3.22 – Résultats de calcul de b' pour les trois stations prises.

Stations	Variable réduite de Gumbul	R10ans	a	b'
030204	4.6	113.597	13,38	42.051
030205			12,9	44.195
030207			21,1	6,972

conséquence on obtient pour chaque station les équations suivantes :

030404 :$Q_{\mu\%} = 13.38\mu + 42.051$

030405 :$Q_{\mu\%} = 12.9\mu + 44.195$

030407 :$Q_{\mu\%} = 21.1\mu + 6.792$

6. **On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des $P_j max$, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m^2/s).**

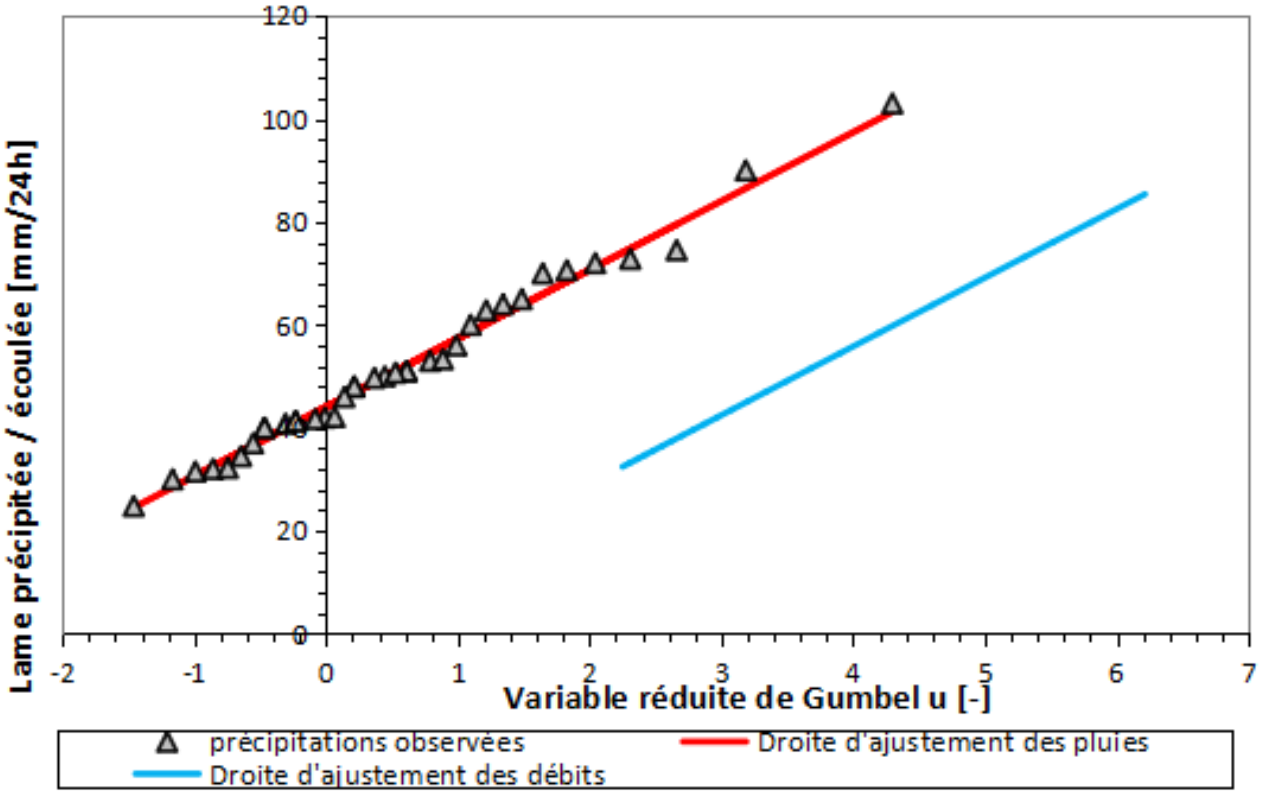


FIGURE 3.12 – Graphe de la méthode de GRADEX

7. **Calcul des débits de pointe :**
   L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de Boubirek nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant : P = Qmax / Qmoy = 1
   On prend le coefficient de pointe Cp=1, car on a utilisé les débits maximums pour calculer le débit décennal.
   Les résultats sont regroupés dans le tableau **3.23** :

TABLE 3.23 – Résultats de l'ajustement des quatre stations par la méthode de GRADEX.

Période deretour	Variable réduitede Gumbel	Station hydrométrique Boubirek (150703)	Débit maximal annuel (m^3/s)		
			030204	030205	030207
10	2,25	470	777,90	789,71	584,70
20	2,97	703	881,76	889,95	747,75
50	3,9	1110	1015,91	1019,43	958,36
100	4,6	**1500**	1116,88	1116,88	1116,88
1000	6,91	3480	1450,09	476,47	1640,01

La station Hydrométrique de Boubirek 150307 donne le plus grand débit qui est de **1500 m^3/s**, on le prend donc comme débit du projet.

3.3.4 Construction de l'hydrogramme de crues :

L'hydrogramme de crue représente la variation des débits d'un cours d'eau en fonction du temps, il permet de déterminer les caractéristiques de la crue, forme, volume, temps de montée et temps de descente, la forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY, qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques.

La montée de la crue :

$$Q_t = Q_{max}(t/Tc)^n \tag{3.17}$$

Avec
- $T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec Tc qui est le temps de concentration du bassin versant (heures) ;
- Q_m : Débit instantané de montée (m^3/s).

La décrue :

$$Q_t = Q_{max}((T_b - t)/T_d)^m \tag{3.18}$$

avec :
- Q_t : Débit à l'instant t (m^3/s)
- Q_{max} : Débit maximal de la crues (m^3/s)
- T_m : Temps de montée de la crue T_m=T_c=11.13 h
- T_b : Temps de base, $T_b = T_m + T_d = 33.39h$
- m, n : puissance des paraboles (m=3, n=2)

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$$t_d = \delta t_m$$

δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

TABLE 3.24 – Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue σ.

Description du cours d'eau	Valeur de σ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	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

On prend δ= **2.5**

Les valeurs sont montrées dans le tableau suivant :

TABLE 3.25 – les valeurs du temps de base, montée et décrue.

Temps de montée (h)	Temps de décrue (h)	Temps de base (h)
7.726	19.315	27.041

Les valeurs du débits centennales en fonction du temps pour les différentes station prises sont montrées dans le tableau ci-dessous :

TABLE 3.26 – Valeurs du débits centennales en fonction du temps .

Temps (h)	Période de retour 100 ans.			
	150703	030204	030205	030207
	1500 m3/s	1116.88 m3/s	1116.88m3/s	1116.88 m3/s
0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	6.3	4.7	4.7	4.7
1	25.1	18.7	18.7	18.7
1.5	56.5	42.1	42.1	42.1
2	100.5	74.8	74.8	74.8
2.5	157.1	116.9	116.9	116.9
3	226.2	168.4	168.4	168.4
3.5	307.8	229.2	229.2	229.2
4	402.1	299.4	299.4	299.4
4.5	508.9	378.9	378.9	378.9
5	628.2	467.8	467.8	467.8
5.5	760.2	566.0	566.0	566.0
6	904.7	673.6	673.6	673.6
6.5	1061.7	790.5	790.5	790.5
7	1231.3	916.8	916.8	916.8
7.5	1413.5	1052.5	1052.5	1052.5
7.726	1500.0	1116.9	1116.9	1116.9
8	1437.1	1070.0	1070.0	1070.0
8.5	1326.8	987.9	987.9	987.9
9	1222.3	910.1	910.1	910.1
9.5	1123.5	836.5	836.5	836.5
10	1030.1	767.0	767.0	767.0
10.5	942.1	701.5	701.5	701.5
11	859.2	639.8	639.8	639.8
11.5	781.3	581.8	581.8	581.8
12	708.3	527.4	527.4	527.4
12.5	640.0	476.5	476.5	476.5
13	576.2	429.1	429.1	429.1
13.5	516.8	384.8	384.8	384.8
14	461.7	343.8	343.8	343.8
14.5	410.6	305.7	305.7	305.7
15	363.4	270.6	270.6	270.6
15.5	320.0	238.3	238.3	238.3
16	280.2	208.6	208.6	208.6
16.5	243.8	181.5	181.5	181.5
17	210.7	156.9	156.9	156.9
17.5	180.8	134.6	134.6	134.6
18	153.8	114.5	114.5	114.5
18.5	129.7	96.6	96.6	96.6
19	108.2	80.6	80.6	80.6
19.5	89.3	66.5	66.5	66.5
20	72.7	54.1	54.1	54.1
20.5	58.3	43.4	43.4	43.4
21	45.9	34.2	34.2	34.2
21.5	35.4	26.4	26.4	26.4
22	26.7	19.9	19.9	19.9
22.5	19.5	14.5	14.5	14.5
23	13.7	10.2	10.2	10.2
23.5	9.2	6.9	6.9	6.9

24	5.9	4.4	4.4	4.4
24.5	3.4	2.5	2.5	2.5
25	1.8	1.3	1.3	1.3
25.5	0.8	0.6	0.6	0.6
26	0.2	0.2	0.2	0.2
26.5	0.0	0.0	0.0	0.0

L'hydrogramme de crues est représenté dans la figure **3.13** :

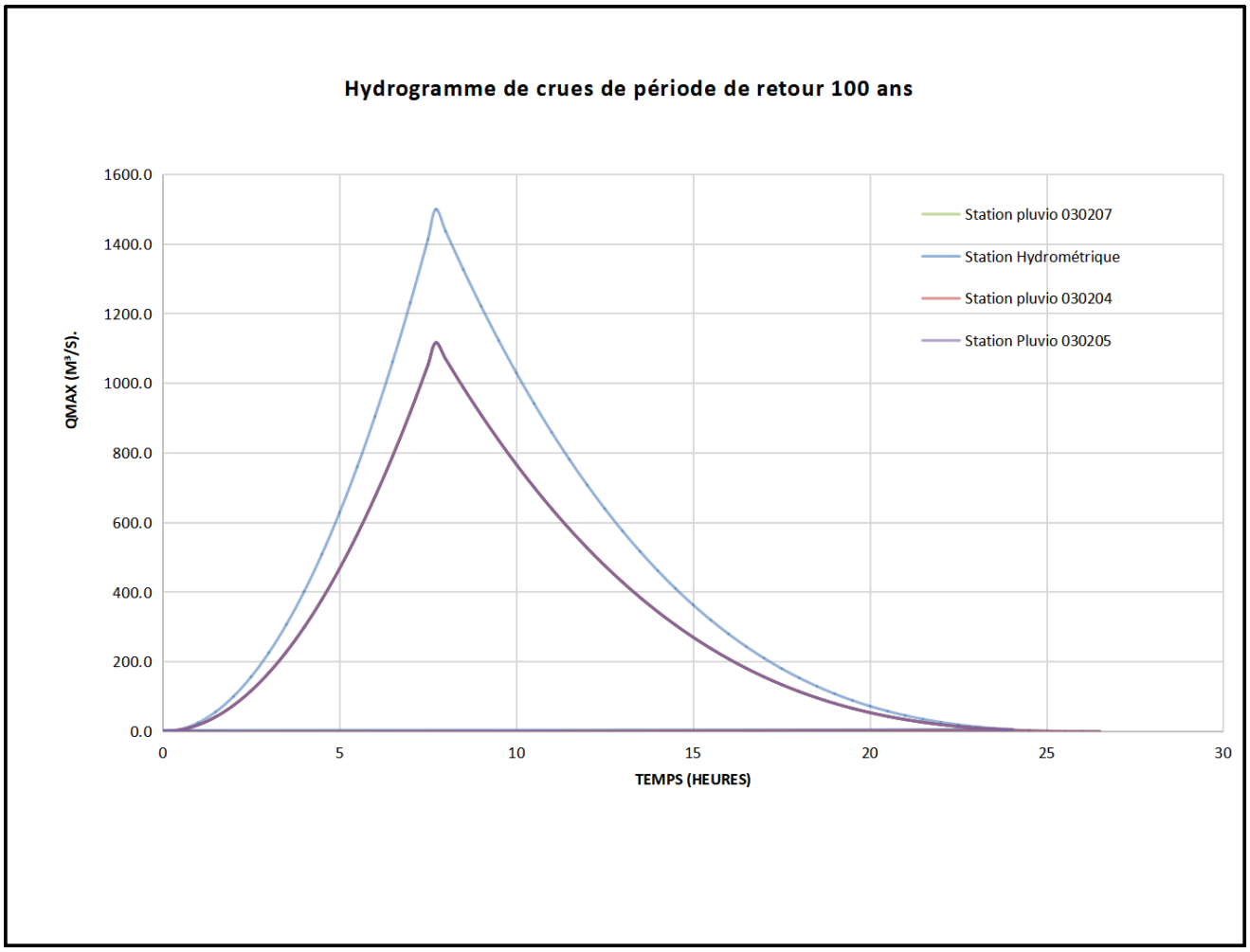


FIGURE 3.13 – Hydrogramme de crue de période de retour centennale des différentes stations prises.

3.3.5 Choix de la crue du projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

— Puisque il s'agit d'un aménagement contre les inondations, on opte donc pour une période de retour de 100 ans ;
— On constate que la station Hydrométrique de Boubirek 150703 donne un débit centennal supérieure à ceux de la méthode du Gradex appliqué sur les autres stations pluviométriques ainsi que la station hydrométrique, donc on prend le débit de projet 1500 m^3/s.

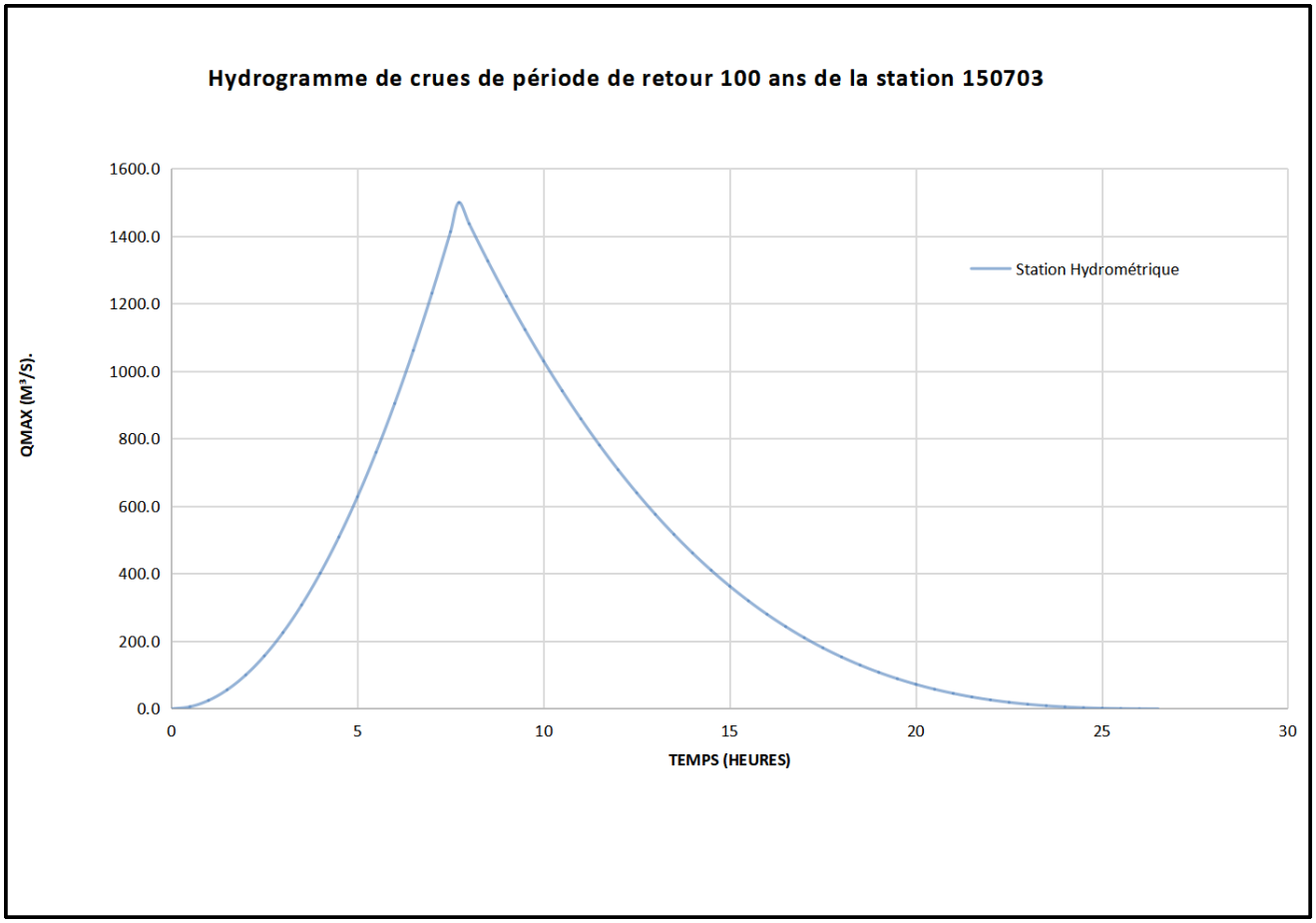


FIGURE 3.14 – Hydrogramme de la crue de projet.

3.4 Étude du transport solide :

Les apports solides dépendent d'une part de l'étendue et du relief du bassin versant et d'autre part de la résistance du sol à l'érosion liée elle-même à :

— La couverture végétale ;
— La nature géologique des roches ;
— Le régime des pluies et des températures.

En Algérie le transport solide dans les cours d'eau est très élevé. Cependant, il est mal quantifié dans certains oueds à cause de l'absence et du manque de données concernant surtout la concentration en particules fines et même l'indisponibilité des stations de jaugeage, donc l'estimation du transport solide a été réalisée sur la base des formules empiriques les plus utilisées à savoir :

— **La formule de Tixéront (1960)** ;
— **La formule de Fournier (1960)** ;
— **Formule de SOGREAH (1969)** ;
— **La formule de Gavrilovich (1992)** ;
— **Formule de Kasoul et al. (1997)** ;
— **Formule de Touaïbia et Achite (2003)** ;
— **Formules de Meddi (2015)**.

3.4.1 Méthode de TIXERONT :

Elle s'exprime par la formule suivante :

$$T_a = \alpha L_e^{0.15}$$

Avec
— T_a : désigne la dégradation spécifique en $(T/Km^2/an)$.
— L_e : désigne le ruissellement moyen en (m).
— α : désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Table 3.27 – Estimation du coefficient de perméabilité.

Perméabilité du bassin versant	Valeur de α
perméabilité élevée	8.5
moyenne à élevée	75
faible à moyenne	350
faible	1400
imperméable	3200

Avec Le se calcule par les formules empiriques :

1. **La formule de Samie :**

$$L_e = P^2 \left(293 - 2.2 \times \sqrt{S}\right)$$

Avec
— P : Pluie moyenne annuelle (m),telle que $P_{moy} = 829.02$ mm ;
— S : Surface du bassin versant (Km^2) ;
— L_e : Lamme d'eau écoulée (mm) ;

2. **La formule de Mallet et Gauthier :**

$$Le = 600P \left(1 - 10^{-0.36p^2}\right)$$

3. **La formule de Turc :**

$$L_e = P - \frac{p}{\sqrt{\frac{p^2}{L^2} + 0,9}}$$

Avec
— L : coefficient de la température, tel que L = 300+25T+0.05T^3
— T : Température moyenne annuelle, T = 13.9 degrées .

Les résultats de calcul se résument dans le tableau suivant :

TABLE 3.28 – Résultats de calcule de la lame d'eau écoulée

Formule	Samie	Mallet et Gauthier	Turc
Le (mm)	155.225	216.0291	246.372

On prend Le 216.03 mm et α=8.5

Donc : T_a = **19.037** $T/km^2/an$.

3.4.2 Méthode d'estimation au Nord algérien :

$$D_s = 328,624 Q^{-0.234} A^{-0.197}$$

— D_s : le transport solide en$(t/Km^3/an)$;
— Q : Débit maximum (m^2/s) ;
— A : Surface du bassin versant (Km^2) ;

Donc : T_a = **15.437** $T/km^2/an$.

3.5 Conclusion :

L'étude hydrologique est l'étape la plus importante et la plus délicate pour une étude de protection contre les inondations. Le choix et la validation des débits de pointe constitue le socle sur lequel se construisent toute modélisation hydraulique des rivières, permettant ainsi la prévision des inondations et déterminent le type d'aménagement pour la protection et leurs coûts de réalisation. De ce chapitre, on a pu conclure ce qui suit :

- L'étude hydromorphologique du bassin versant montre que notre bassin est d'une forme relativement allongée, caractérisé par un relief assez fort et un temps de concentration assez faible, ce qui favorise plus les crues.
- Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Agrioune est en effet très développé en terme de densité et de ramification ce qui explique le caractère intrinsèque fragile des reliefs vis à vis des forçages externes et un régime hydrologique turbulent ;
- Le débit de crues a été estimé à 1500 m^3/s, ce débit a été établi par application de la méthode de Gradex à une station hydrométrique située au bassin versant d'Oued Bousselam s'étendant sur une surface de 1251 Km^2 qui s'ajuste à loi de Galton avec un débit décennale de 470 m^3/s, par analogie de notre bassin avec ce dernier on a pu calculer la lame d'eau équivalente qui est de 113.597 mm, puis on a ajusté 3 séries pluviométrique prises de 03 stations différentes situées sur le bassin 03, sous bassin 02, ce qui nous a permis de calculer les débit max de différentes périodes de retour, et donc établir l'hydrogramme de crue du projet pour la période de retour 100 ans car il s'agit d'une étude d'aménagement ;
- Le transport solide est estimé à 19.037 $T/km^2/an$.

Chapitre 4

Diagnostique et modélisation du cours d'eau non aménagé :

4.1 Introduction :

La protection contre les crues est un problème associé aux hauteurs d'eau élevées, selon les circonstances, aux vitesses d'écoulement élevées. Le dimensionnement des ouvrages de protection contre les crues se base généralement sur la hauteur d'eau plutôt que sur les aspects liés à l'érosion.

Comme pour tous les ouvrages en rivières, le concepteur doit ; naturellement, tenir compte de la nécessite que l'ouvrage résiste aux forces érosives ; il ne s'agit toutefois pas du rôle premier des ouvrage de protection contre les crues. L'onde de crue qui descend la rivière a besoin d'espace pour s'étendre, ce qui entraîne une élévation de la hauteur d'eau, donc l'inondation des terrains adjacent.

Un modèle hydraulique de l'oued Agrioun a été construit. Il vise plusieurs objectifs :

— Vérifier la cohérence des débits de crue calculés par le modèle hydrologique avec les observations sur le terrain (hauteurs d'eau, emprise des zones inondables,...) (en lien avec l'étude hydrologique réalisée) ;
— Simuler les crues de projet afin de connaître les conditions d'écoulement (hauteurs d'eau, vitesses,...) sur l'ensemble du cours de l'Agrioun ;
— Cartographier les zones inondables et l'aléa inondation sur la zone d'étude à partir des résultats des simulations ;
— Orienter les choix d'aménagements et en simuler les impacts sur les écoulements.

4.2 Généralités et définitions :

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air : le gradient de pression ne peut plus être le moteur de l'écoulement, c'est la gravité joue plutôt ce rôle. L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les :

— Cours d'eau : rivières, fleuves, etc. ;
— Systèmes d'évacuation : réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenus d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.

Ces écoulements se caractérisent par une hauteur d'écoulement petite par rapport à la longueur d'écoulement. On parle d'écoulement filaire ou unidimensionnel (x, t).

4.2.1 Rappel de quelques notions d'hydraulique :

1. **Bief :** le bief est un tronçon homogène en termes de pente et des sections d'écoulements ;
2. **Type de cours d'eau :** on distingue des cours d'eau en fonction de la pente I, celle-ci varie entre 3 et 6.
3. **Section d'écoulement (ou section mouillée) S :** partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre ;
4. **Périmètre mouillé P :** 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 ;
5. **Largeur au miroir B :** 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 ;
6. **Hauteur d'écoulement :** hauteur moyenne d'eau, par définition : $h = \frac{S}{B}$;
7. **Hauteur normale h_n :** c'est la hauteur d'un écoulement permanent uniforme dans un bief. La hauteur normale est fonction du débit Q, de la rugosité K, et de la pente moyenne I ;
8. **Rayon hydraulique :** c'est la longueur caractéristique $R = \frac{S}{P}$
9. **Débit Q :** flux d'eau par unité de temps à travers la surface d'écoulement ;
10. **Vitesse moyenne V :** $V = \frac{Q}{S}$
11. **Coefficient de rugosité :** Coefficient traduisant la rugosité des parois (coefficient de Chézy noté C ou de Manning-Strickler noté K) ;
12. **Lit mineur :** lit occupé ordinairement par un cours d'eau par opposition au lit majeur qui correspond à l'emprise maximale historique d'un cours d'eau ou à la plaine inondable. On parle aussi de niveau des plus hautes eaux (PHE) pour désigner la cote maximale atteinte par la surface libre d'un cours d'eau ;
13. **Lit majeur :** étendue qu'occupe le cours d'eau lors des crues, incluant les zones inondées. Lit d'étiage ou chenal d'étiage : partie du cours d'eau occupé lors des étiages ;
14. **La berge ou rive :** est le talus qui sépare le lit mineur du lit majeur ;
15. **L'étiage :** correspond aux plus basses eaux d'un cours d'eau (généralement durant l'été).le débit d'étiage est donc le débit minimal d'un cours d'eau. Le débit de plein bord est le débit atteint lorsque la rivière sort de son lit mineur. Durant une crue, on parle de débit de pointe pour désigner le débit maximal atteint ;
16. **Tirant d'eau :** profondeur maximale d'une section d'écoulement.

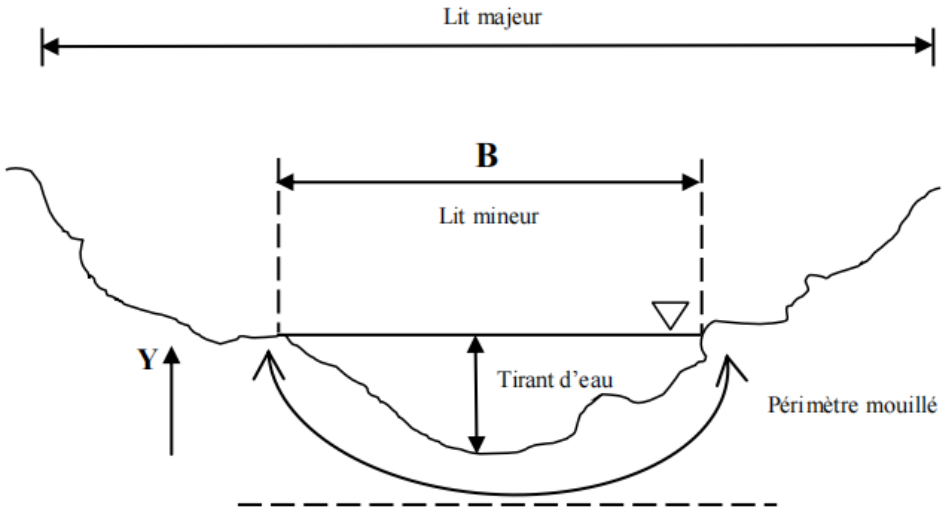


FIGURE 4.1 – Coupe transversale d'un canal naturel.

4.2.2 Type d'écoulement :

Variable dans le temps :

1. **Écoulement stationnaire (permanent) :**
   L'écoulement est permanent si les vitesses moyennes et ponctuelles (V et U) ainsi que les la profondeur h ou dh restent invariables dans le temps en tout point dans l'espace dans toutes les directions, par conséquent le débit est constant entre les divers sections du canal (sans apport latéral).

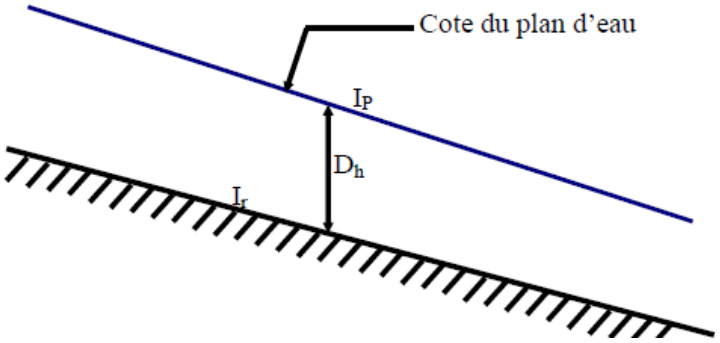


FIGURE 4.2 – Écoulement permanent.

2. **Écoulement non stationnaire (non permanent) :**
   L'écoulement est non permanent si la profondeur d'eau dh ainsi que les autres paramètres (V et U) varient avec le temps et par conséquent le débit n'est pas constant.

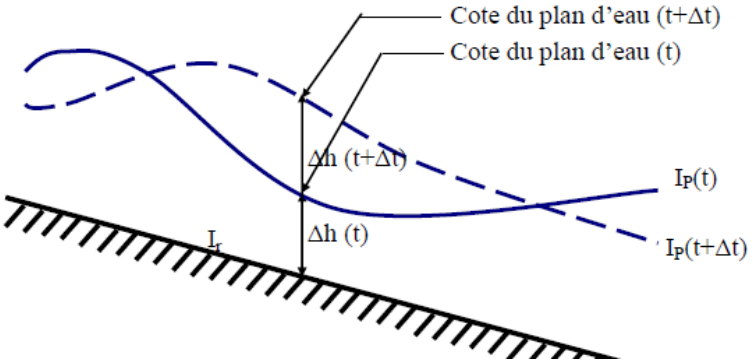


FIGURE 4.3 – Écoulement non permanent.

Variabilité dans l'espace :

1. **Écoulement uniforme :**
   L'écoulement uniforme implique deux conditions : la permanence et la continuité. On dit que l'écoulement est uniforme si la profondeur, la pente, la vitesse et la section droite demeurent constantes sur une longueur donnée du canal ;
2. **Écoulement non uniforme :**
   L'écoulement est non uniforme quand la profondeur de l'écoulement varie le long du canal ouvert. Il peut être permanent ou non. On peut également le qualifier de tranquille, rapide ou critique. On distingue :
   — **Écoulement non uniforme graduellement varié :** Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur ;

— **Écoulement non uniforme rapidement varié :** Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

Le schéma suivant résume les variabilités des écoulements dans l'espace :

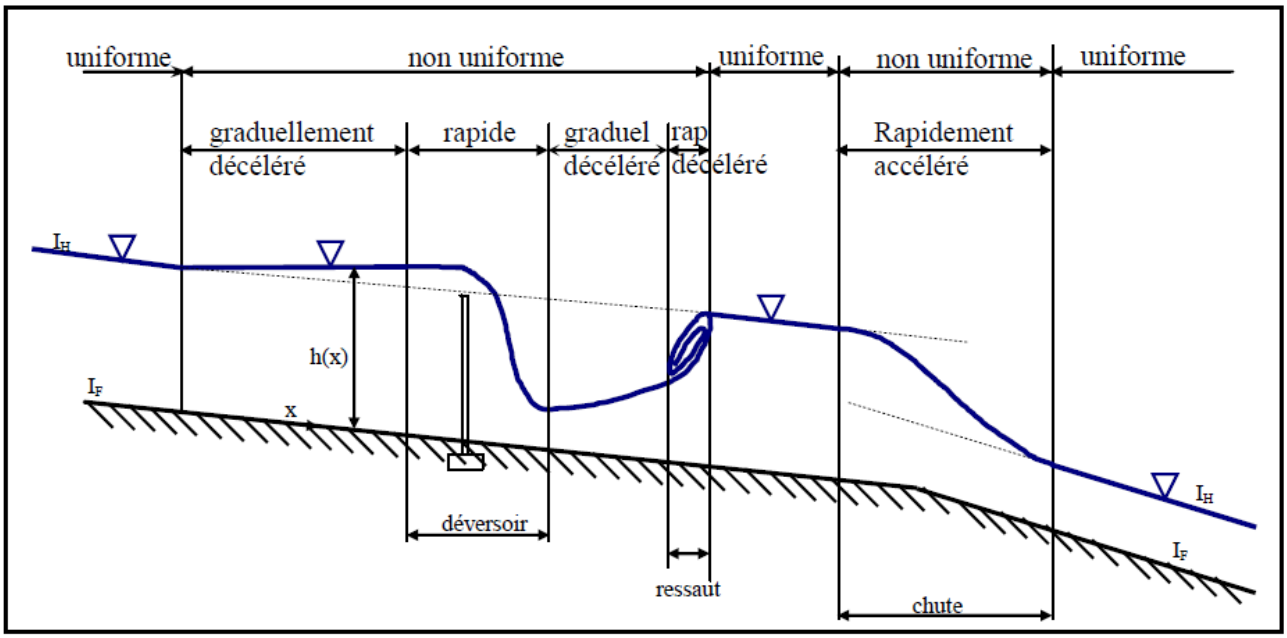


FIGURE 4.4 – Variabilité des écoulements dans l'espace.

4.2.3 Régime d'écoulement :

L'écoulement à surface libre est défini comme un écoulement de liquide avec une interface libre entre l'aire et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

Le nombre de Reynolds :

* qui est le rapport entre les forces d'inertie et celles de frottement pour l'étude hydraulique des canaux, on définit habituellement les nombre adimensionnels suivants :

$$R_e = \frac{VD}{\mu}$$

— V : est la vitesse moyenne ;
— D : le diamètre hydraulique égal à $4R$;
— R : étant le rayon hydraulique ;
— μ le coefficient de viscosité cinématique ; Pour des canaux de largeur infinie, on aura $R = h$;
— h étant le tirant d'eau

4.2.4 Le nombre de Froude :

Le nombre de Froude, pour les écoulements à surface libre, s'écrit :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gH}}$$

— V : Vitesse moyenne de l'écoulement ;
— H : Profondeur hydraulique ;
— g : Accélération gravitationnelle.

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit :
— Écoulement fluvial F_r <1 ;
— Écoulement torrentiel F_r>1 ;
— Écoulement critique F_r=F_{rc} =1
Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds Re', et du nombre de Froude, F_r, donnent quatre régimes d'écoulement.

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre la distinction entre les écoulements comme suit :

— Écoulement laminaire Re'<580 ;
— Écoulement turbulent Re'>2320 ;
— Transition 580<Re'<2000

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds, Re', et du nombre de Froude, F_r, donnent quatre régimes d'écoulement :
— Fluvial - Laminaire F_r<1 et Re'<580 ;
— Fluvial - Turbulent F_r<1 et Re'>2320 ;
— Torrentiel - Laminaire F_r>1 et Re'<580 ;
— Torrentiel - Turbulent F_r>1 et Re'>2320.

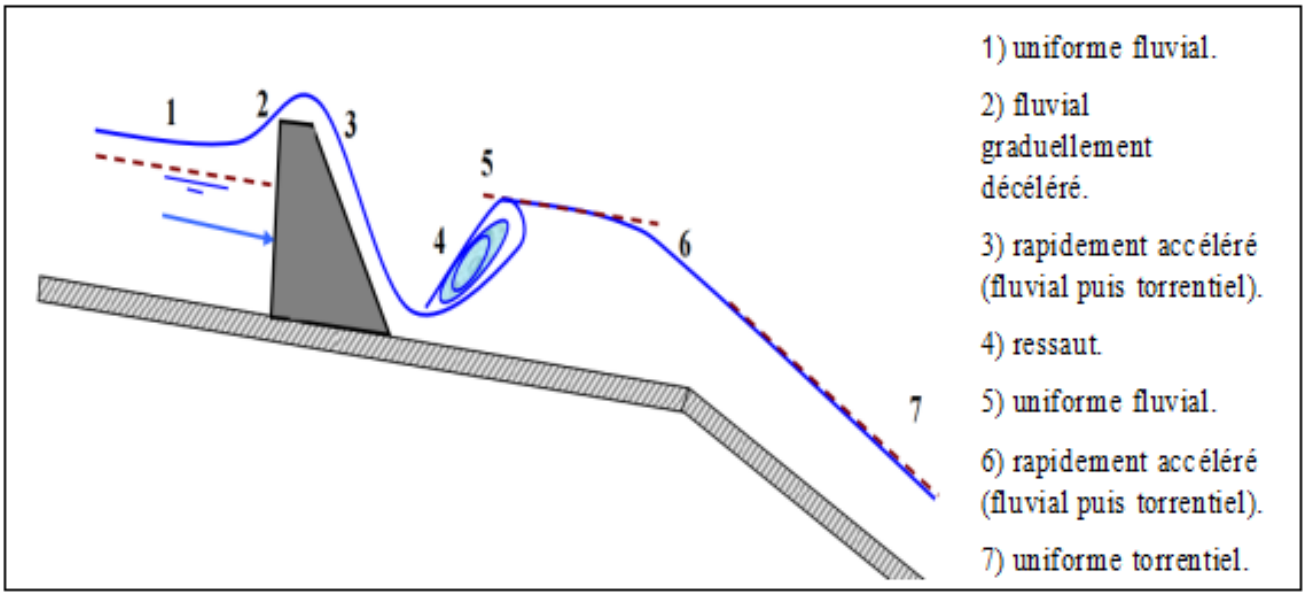


FIGURE 4.5 – Schéma représentant les différents régimes d'écoulement.

4.3 Canaux à ciel ouvert :

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

4.3.1 Type des canaux :

on distingue deux types de canaux :

Les canaux naturels :

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

Leurs propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières.

Les canaux artificiels :

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

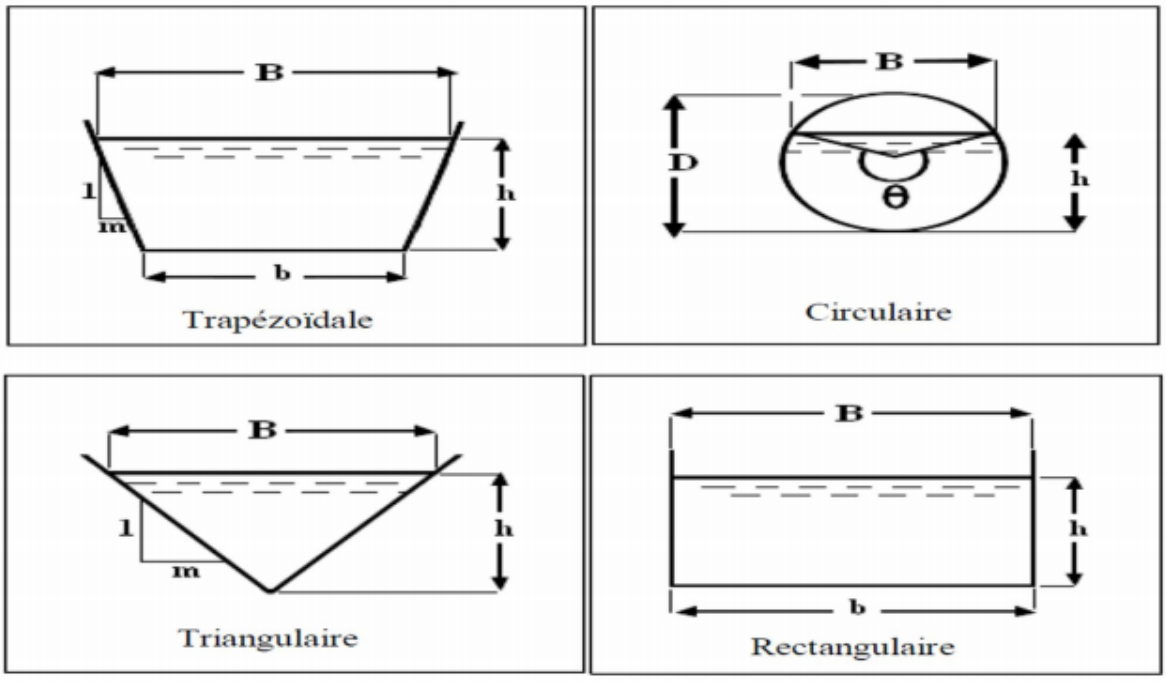


FIGURE 4.6 – Canaux artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

4.3.2 Propriétés des canaux :

Les propriétés géométriques :

1. La section transversale A ;
2. La section mouillée S_m ;
3. Le périmètre mouillé P_m ;
4. Le rayon hydraulique R_h est le rapport de la section mouillée et du périmètre mouillé ;
5. La largeur en surface du canal b est la distance séparant les berges opposées ;
6. La profondeur hydraulique de la section mouillée S_m, telle que $D_h = S_m/b$;

7. La pente de la surface libre S_w ;
8. La profondeur H (tirant d'eau) ;
9. La pente du fond S_0.

4.3.3 Propriétés hydrauliques :

1. **Poids volumique :** Le poids volumique de l'eau est notée γ_w=g*ρ_w et vaut $9.81KN/m^3$ pour l'eau sans matière en suspension, .- désigne la masse volumique de l'eau et vaut 1000 kg/m^3 dans le as de l'eau sans matière en suspension et désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s^2 ;
2. **Débits :**
   Le débit (Q) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du chenal par unité de temps ;
3. **Vitesse en un point de l'écoulement :**
   La vitesse (V) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré ;
4. **Vitesse moyenne :**
   vitesse moyenne est par définition $V = \frac{Q}{S}$;
5. **Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement :**
   L'appellation charge hydraulique désigne une énergie par unité de poids de liquide. L a charge en un point p d'une ligne de courant est la valeur

$$H_p = Z_p + \frac{p}{yw} + \frac{v^2}{2g}$$

   Avec :
   — Z_p : est la cote du point ;
   — P : la pression en ce point ;
   — V : la vitesse au point p.
6. **Poussée sur une paroi du canal :** L'eau exerce une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de section S.
7. **Frottement sur une paroi du canal :** L'eau étant en mouvement, exerce sur les parois du chenal une force de frottement.

$$dF = \tau_0 ds$$

   avec
   — τ_0 : la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi.

4.4 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non aménagé :

4.4.1 Étendue de la zone d'étude :

La zone d'étude comprend l'ensemble du cours de l'Agrioun du barrage d'Ighil Emda au débouché en mer. Il comprend la modélisation de deux affluents sur $1km$: l'oued Aït Smaïl qui conflue avec l'Agrioun à Bordj Mira et l'oued Ighzer Ouftis qui conflue avec l'Agrioun à l'aval de Darguina.

L'oued Agrioun présente de fortes pentes : environ 10 m/km dans la traversée de Kherrata et dans son cours moyen entre Bordj Mira et l'amont de Deux Fontaines. En aval de Deux Fontaines, la pente s'adoucit pour atteindre une valeur moyenne de 5,5 m/km. Quant à la traversée du massif des Babor par les gorges de Kherrata, elle se fait sous une pente de 40 à 50 m/km.

4.4.2 Descriptif du réseau :

Une visite détaillée du linéaire a été réalisée. Le descriptif de la situation hydraulique a fait l'objet d'un compte rendu de visite que nous reprenons en partie ici :

Bourg de Kherrata – amont des deux ponts :

La place du marché de Kherrata est située sur une plate-forme remblayée en tout-venant en rive droite. En amont de cette section rectifiée, le lit mineur a une largeur de 50 mètres et le lit moyen s'étend en rive gauche sur 40 mètres.



FIGURE 4.7 – vue vers l'aval depuis la place du marché (le talus non stabilisé).

A l'aval de la place du marché, se situent les deux ponts de Kherrata. Le premier et plus récent est un pont cadre en béton avec 4 piles dans le lit mineur de l'oued. Ces piles ne sont pas implantées dans l'axe principal de l'écoulement, ce qui en augmente l'impact. Le second pont, plus ancien, est un pont en maçonnerie à 4 arches semi-circulaires. Il est réservé aux piétons.

Bourg de Kherrata – aval des deux ponts :

En aval des deux ponts, le lit mineur de l'oued change rapidement d'aspect et traverse un chaos rocheux avant de se jeter dans la retenue du barrage du Chabet el Akra. En rive droite, plusieurs épis maçonnés ont été construits pour stabiliser la berge rive droite qui elle-même soutient la RN 9. Ces épis ont été en partie détruits.



FIGURE 4.8 – détail d'un épis détruit.

Le chaos rocheux situé en amont de la retenue du Chabet el Akra est constitué de gros blocs rocheux dont la provenance reste indéterminée. L'origine la plus plausible de ce chaos est l'érosion régressive qui a creusé les gorges de Kherrata. Cette hypothèse est appuyée par la forte pente du fond entre le chaos et l'entrée des gorges. La construction du barrage du Chabet el Akra a pu stopper cette érosion et stabiliser le profil en long.



FIGURE 4.9 – Détail d'un épis détruit.

Les gorges de Kherrata :

Les gorges de Kherrata s'étendent sur plus de $6km$ entre le barrage de Chabet el Akra et l'entrée de Bordj Mira. Ces gorges sont particulièrement profondes et étroites, elles ont été creusées dans les roches calcaires par l'Agrioun. Sur le plan de l'hydraulique, ce tronçon est un pur tronçon de propagation de la crue.

Débouché des gorges de Kherrata :

La source qui alimente la ville de Béjaïa en eau potable se situe au débouché des gorges de Kherrata, en amont de Bordj Mira. La station de pompage se situe en rive gauche de l'oued. La source alimente les villes de Béjaïa et Kherrata. De fait, deux conduites sortent de la station : une conduite acier de diamètre $300m$ pour l'alimentation de Kherrata et une conduite acier de diamètre 700 mm pour l'alimentation de Béjaïa.

La première conduite traverse une première fois l'oued à la sortie de la station de pompage, puis le traverse une seconde fois, juste en amont du pont de service, pour rejoindre la rive gauche où se situe la station de refoulement. De cette station, la conduite traverse de nouveau l'oued pour remonter en rive droite jusqu'au tunnel de la RN 9, puis suit le tunnel jusqu'à atteindre Kherrata.

La conduite d'alimentation de Béjaïa, quant à elle, traverse l'oued à la sortie de la station de pompage, puis suit la berge rive droite.



FIGURE 4.10 – vue générale vers l'amont prise du viaduc de la RN 09.

Secteur de Bordj Mira :

L'oued Aït Smaïl, appelé aussi oued Béni Smaïl, conflue en rive gauche de l'oued Agrioun dans le bourg de Bordj Mira. Son lit est nettement creusé dans les terrasses alluviales en fond de vallée. Ces terrasses sont constituées de graves grossières et on trouve de nombreux blocs rocheux dans le lit mineur.

Environ $200m$ à l'aval du seuil, se trouve un ouvrage particulièrement imposant et assez original. Il s'agit d'un seuil surmonté de deux ponts constitués de plusieurs buses métalliques. Le pont d'origine a été emporté par la crue de 1957-1958.



FIGURE 4.11 – vue du pont.

En amont de la confluence avec l'oued Aït Smaïl, le cours de l'oued Agrioun est traversé par le viaduc de la RN 9 et un pont cadre.

Le viaduc de la RN 9 a été mis en service en 1989. Long d'environ 800 m, il repose sur de nombreuses piles en lit mineur de l'oued.

Le pont cadre est constitué de 13 cadres en béton armé et permet l'accès à une entreprise de travaux publics en rive droite de l'oued. Les 6 cadres centraux ont été emportés lors de la crue de 2003 et reconstruits depuis.



FIGURE 4.12 – vue du viaduc et de l'Agrioun en amont de la confluence.

A la confluence entre l'oued Agrioun et l'oued Aït Smaïl, le lit est recouvert de graves grossières et de blocs rocheux. Ces matériaux sont semblables à ceux observés dans le lit de l'Aït Smaïl alors que le lit de l'oued Agrioune ne présente pas ces mêmes matériaux en amont de la confluence.

Bordj Mira – Darguina :

En aval de Bordj Mira, l'oued Agrioun amorce une courbe vers la droite. Dans cette partie la RN 9 borde l'oued et des gabions ont été disposés pour soutenir le remblai de la route, en rive gauche de l'oued. Lors des visites, un merlon constitué des matériaux du lit avait été construit pour maintenir l'oued en rive droite en vue de travaux sur la rive gauche.



FIGURE 4.13 – courbe de l'Agrioun à la sortie de Bordj Mira.

Hormis ces renforcements de berges, le cours de l'oued présente peu de particularités entre Bordj Mira et le hameau de Amridj. Il serpente doucement en fond de vallée, les matériaux composant son lit sont semblables à ceux apportés par l'oued Aït Smaïl. Il y a peu de végétation dans le lit.

Au niveau du hameau de Amridj, le lit s'élargit significativement et une île s'est formée dans la moitié droite du lit. Cette île est couverte de végétation.



FIGURE 4.14 – Détail aval de l'île à Amridj, couverte d'arbres.

Secteur de Derguina :

Darguina s'étend sur deux bourgs principaux.

Dans le bourg amont, une entreprise de travaux publics est installée en rive gauche, ainsi que plusieurs habitations. Un ancien abattoir a été démantelé. A ce niveau, la conduite AEP traverse le lit de l'oued.

Dans le bourg aval, des travaux de confortement des berges rive gauche sont réalisés, d'autres protections sont mises en place un peu plus en aval, au niveau de la salle omnisports de Darguina. Ces protections sont composées de murs en gabions soutenus par des blocs rocheux.

A l'aval de la salle omnisport, l'oued dessine une courbe prononcée vers la droite. En rive gauche, plusieurs maisons sont construites sur la falaise, en surplomb de l'oued. Néanmoins, après vérification, les maisons sont construites sur le rocher, le risque d'érosion et d'effondrement de la falaise et a priori faible.



FIGURE 4.15 – Vue des bâtiments construits sur la falaise en sortie de Darguina

A la sortie de Darguina, la rive gauche est occupée par un terrain de foot puis, un pont permet le franchissement de l'oued pour rejoindre l'usine hydroélectrique de l'Ighzer Ouftis.

Le cours de l'oued Ighzer Ouftis présente peu de particularités. Son lit est profondément creusé dans le fond de vallée. L'usine a quant à elle été construite dans un méandre de l'oued qui a été remblayé. Par conséquent, un tunnel a été creusé dans la montagne afin que le cours de l'oued contourne l'usine .

En aval de la confluence, le cours de l'oued Agrioun serpente doucement avec toutefois plusieurs méandrements marqués en amont du hameau de Deux Fontaines.



FIGURE 4.16 – vallée de l'oued Agrioun en aval de Darguina

Deux fontaines :

Le hameau de Deux Fontaines s'étend sur près de 1,5 km le long de la RN 9 en rive gauche de l'oued Agrioun. A la sortie du bourg de Deux Fontaines, les berges rive gauche connaissent des problèmes d'érosion qui menacent les habitations. Un garage a d'ailleurs été emporté lors de la crue de 2003.



FIGURE 4.17 – l'Agrioun en aval de Deux Fontaines.

D'après les témoignages, la crue de 1957-1958 a largement dépassé le niveau de la RN 9. Des habitations localisées de l'autre côté de la route ont été inondées.

Souk el Ténine :

A l'approche de Souk el Ténine, le lit de l'Agrioun s'élargit significativement. En amont du pont métallique de Tizi el Oued, 2 cabanes surmontant des forages ont été inondées dans leur partie basse. D'après les témoignages, l'ancien pont a été emporté lors de la crue de 1967 et la route avait été inondée.

1. **Entrée de Souk El Tenine :**
   En aval du pont, divers aménagements ont été réalisés. Tout d'abord, une zone artisanale doit être implantée en rive gauche en aval immédiat du pont. Un peu plus en aval, dans la courbe droite de l'oued, un complexe du Pont de la RN 43 : mobilier a été identifié sur la rive gauche. Au droit de ce complexe, les berges ont été renforcées par des gabions.
2. **Pont de la RN 43 :**
   En aval de la confluence avec l'oued Bourzazen, l'Agrioun traverse des terrains agricoles jusqu'à l'exutoire dans la Mer Méditerranée. Le lit de l'oued est franchi par la RN 49. A l'aval du pont, des gabions ont été mis en place en rive droite.



FIGURE 4.18 – Vue aval du pont de la RN 43.

Le niveau de la mer n'influence pas encore l'écoulement de l'oued sur ce tronçon.

4.5 Modélisation de l'écoulement :

4.5.1 Choix du type de modèle hydraulique :

Le choix d'utilisation du HEC-RAS (VERSION 5.0.7) réside dans :
- L'utilisation d'une modélisation de l'écoulement permanent et non permanent à surface libre en débordement du canal vers la plaine d'inondation active ;
- L'avantage d'avoir accès et le téléchargement gratuitement ;
- La possibilité d'intégration d'aménagements hydrauliques (digues, ponts,vannages...) ;
- L'exploitation des résultats cartographiques (identification des zones à risques).

4.5.2 Présentation du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers. Il s'agit d'une nouvelle version d'un modèle hydraulique auparavant nommé HEC-2, qui comporte maintenant une interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrées, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. Ce logiciel englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : analyse du ruissellement des précipitations, hydraulique fluviale, analyse des dommages d'inondation, simulation des écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments, analyse de la qualité d'eau et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Objectif du logiciel :

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

HEC-RAS est un logiciel basé sur le modèle 1D de Saint Venant permanent ou non-permanent de calcul de la ligne d'eau en graduellement varié. Il résout « l'équation de L'énergie unidimensionnelle », les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement.

Fonctionnement de HEC-RAS :

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

4.5.3 Application d'HEC-RAS sur un Oued :

Banque de données nécessaires à l'application du modèle HECRAS :

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données concernant le site étudié :
- La section en travers, définie par une série de couples distance -altitude ;
- La distance à la section suivante (Rives et axe canal) ;
- Les coefficients de contraction et d'expansion ;
- Les données de l'écoulement et les conditions aux limites ;

Les données géométriques :

Les données géométriques nécessaires, consiste l'établissement de la connectivité de l'information pour le système de rivière (schéma de système de rivière), les données des sections transversales, et les données d'ouvrage hydraulique existants ou projets (ponts, levées, structures latérales, déversoirs, etc.).

Nous avons construit les profiles en travers en suivant les étapes qui seront présentées prochainnement.

Construction du TIN (Terrain Irreguler Network) :

Le TIN représente le terrain extérieur avec exactitude et peut être aisément adapté à la complexité variable du terrain.

Nous créons un TIN à l'aide du logiciel ArcGIS afin de visualiser l'écoulement sur RAS MAPPER, déterminer la carte de profondeur, carte de vitesse ... etc.

La figure **4.19** montre le TIN établi :

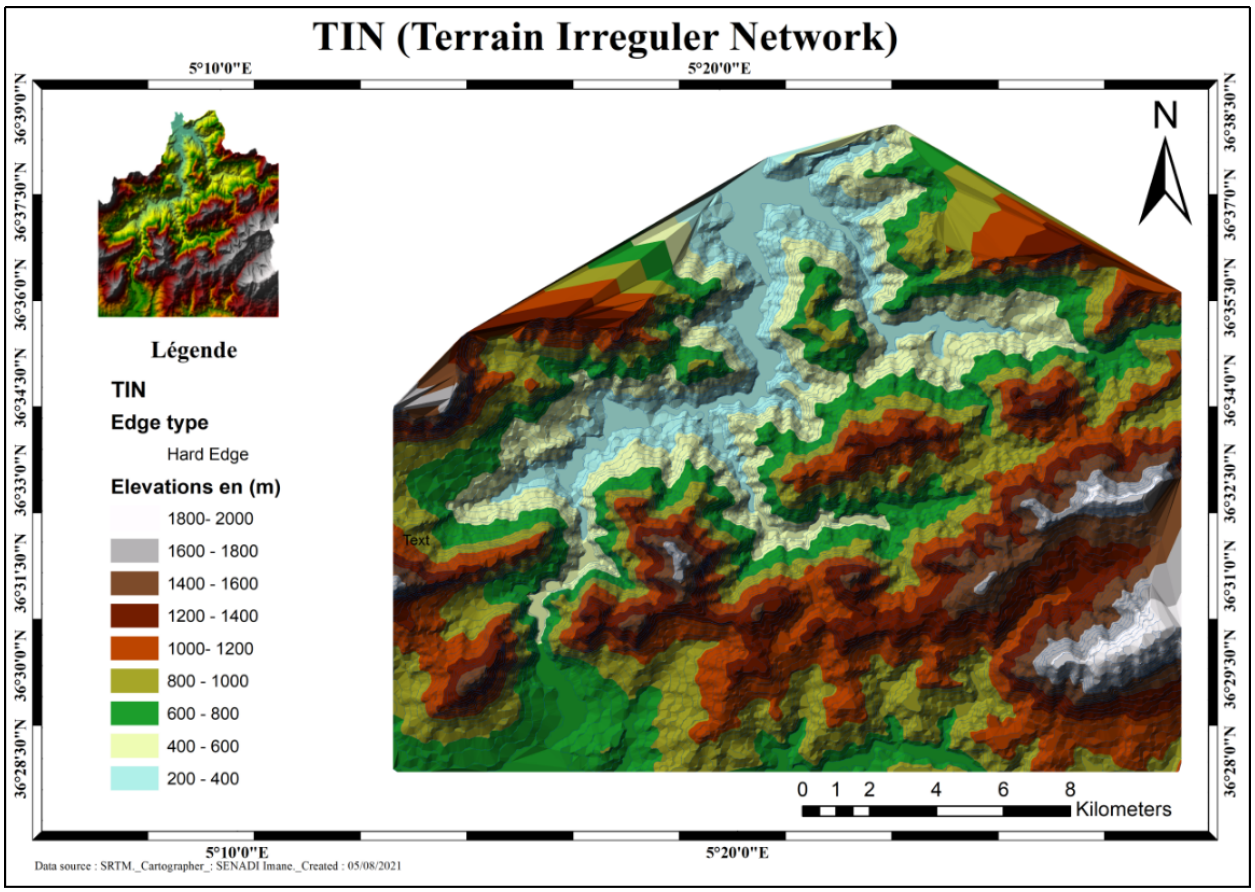


FIGURE 4.19 – TIN (réseau irrégulier triangulé) de l'Oued Agrioune

Après avoir construire notre TIN, puis nous l'exportons vers le logiciel HEC-RAS accompagné par un fichier de projection ESRI (extension de fichier .PRJ), qui contient des informations sur un système de coordonnées particulier adéquat à notre zone d'étude pour que RAS MAPPER puisse le simuler. L'importation du TIN en Imagine Image vers RAS MAPPER est montrée dans la figure **4.20** :

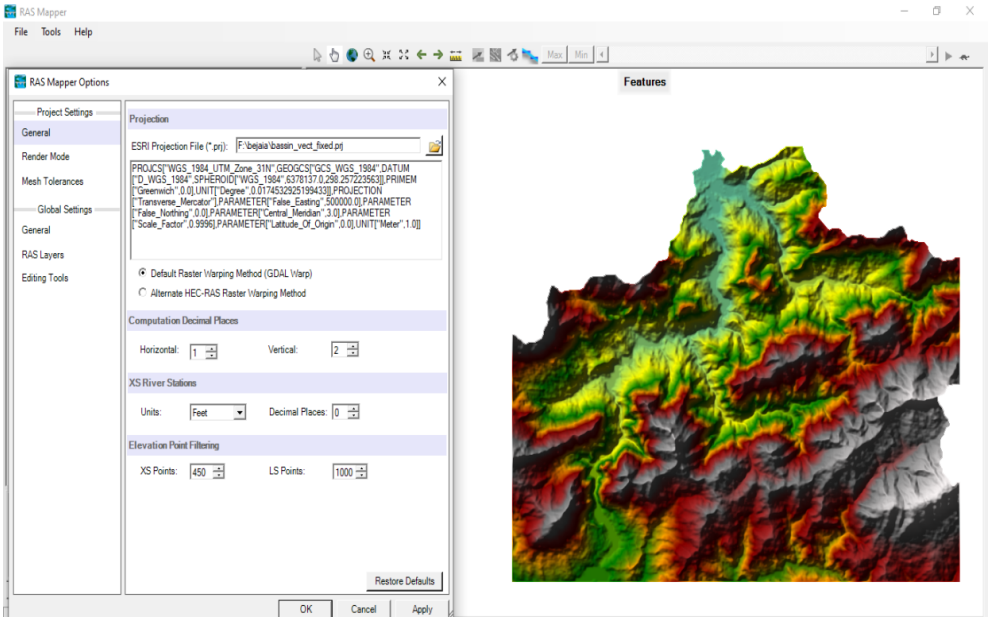


FIGURE 4.20 – Introduction du ficher terrain et du fichier de projection dans RAS Mapper.

Après la réussite de l'importation, nous traçons l'axe de l'oued, le lit mineur ainsi que le lit majeur ainsi que les sections en travers.

Nous obtenons des profiles sans profondeurs, alors on sera obligée de corriger leurs géométrie afin d'avoir des sections avec une géométrie correcte.

La figure suivante présente une comparaison entre les deux géométries :

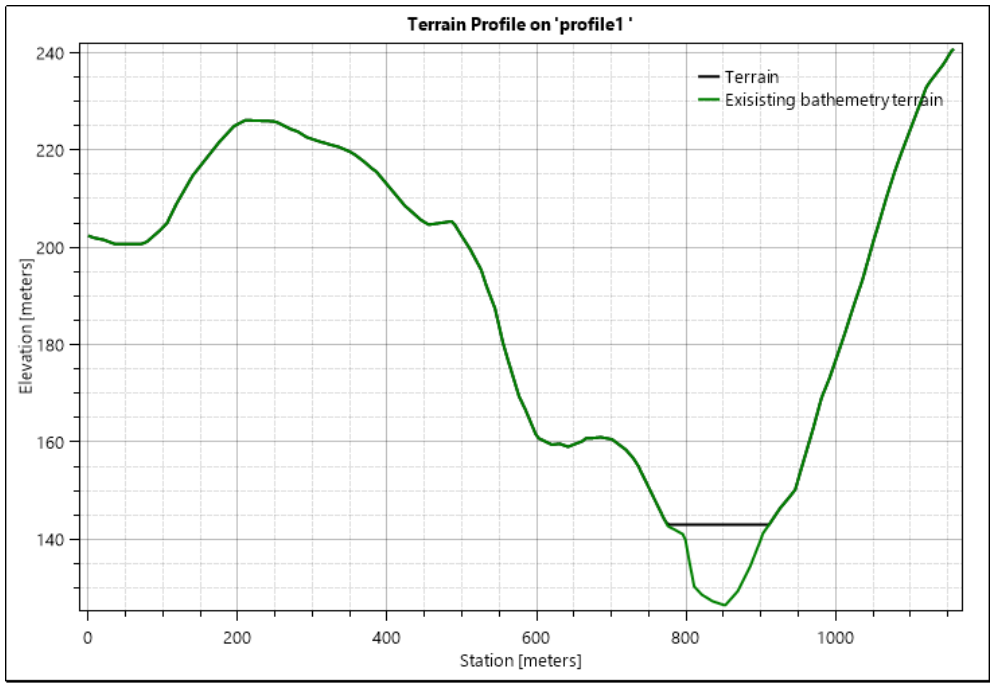


FIGURE 4.21 – Profile de térrain présentant une section en travers avant et aprés correction de la géométrie.

Les sections transversales tirées à partir du RAS MAPPER sont représentées dans la figure **4.22** :

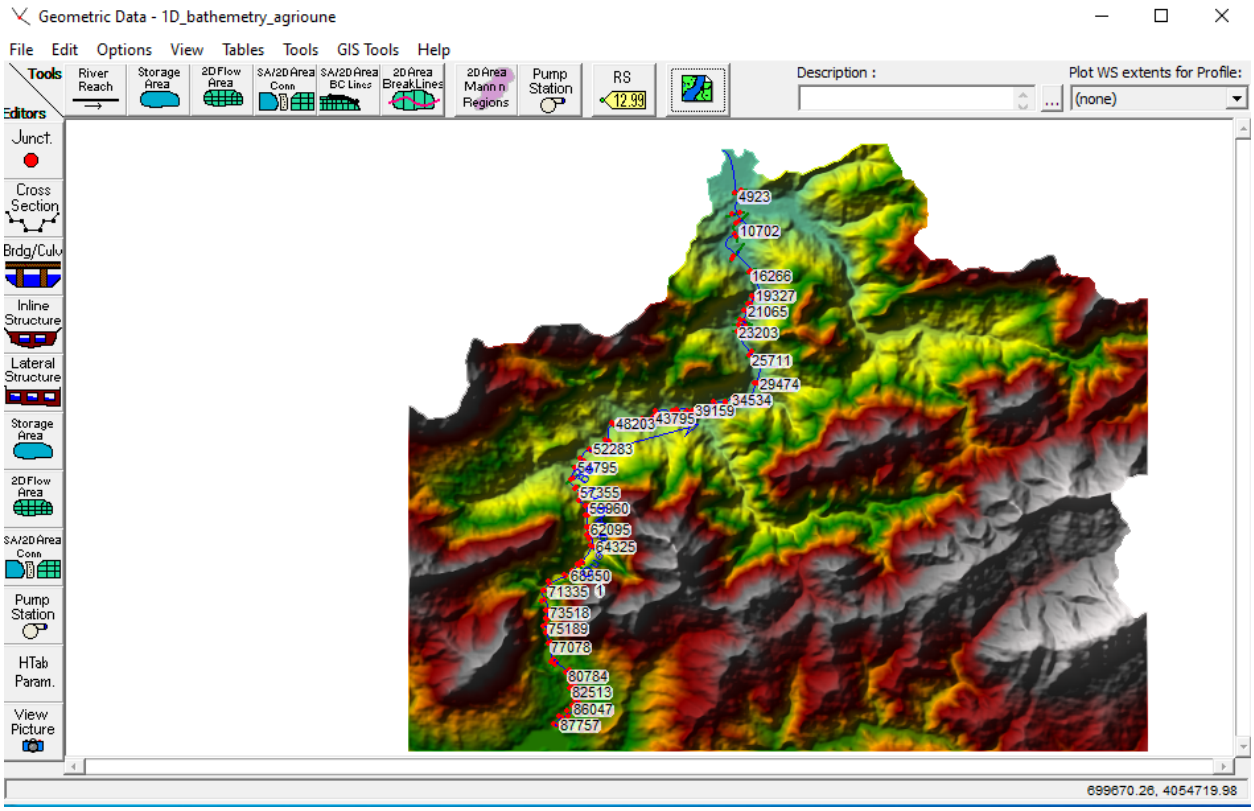


FIGURE 4.22 – Définition du tracé de l'oued Agrioune et des sections en travers de l'oued.

Les données de l'écoulement et les conditions aux limites :

Après avoir saisir les données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par HEC-RAS est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du système de rivière

Les conditions aux limites sont une partie importante dans la modélisation hydraulique, en effet dans le cas d'un écoulement permanent des conditions limites amont, aval ou les deux sont nécessaires pour établir une élévation de la surface de l'eau aux extrémités de chaque tronçon de rivière. HEC-RAS peut alors commencer à effectuer des calculs hydrauliques.

Simulation :

Après avoir introduire les données géométriques, hydrométrique et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcule. Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

1. Le débit centennale calculé dans la partie hydrologique qui est de $1500 m^3/s$;
2. La profondeur normale qui est égale à 0.0045 ;
3. **Le choix de coéfficient de frottement (coéfficient de Maning) :**
   Le frottement au fond du lit est caractérisé par un coéfficient de rugosité n (coéfficient de Maning inverse du coefficient de Strickler $k = \frac{1}{n}$).
   Plusieurs traçons homogènes suivant la nature du fond du lit ont pu être définis. Sur chacun de ces trançons, les valeurs du coéfficient de Maning en lit mineur sont précisés dans le tableau suivant et qui détermines à partir du tableau en **(Annexe N°4)**

TABLE 4.1 – Coefficients de Maning en lit Mineur appliqués à l'Oued Agrioune.

Trançons	Etendue	Description	Maning
Trançon 01	PF 01 à PF 15	Traversé de Kherrata : lit pierreux avec quelques blocs rocheux, présence de végétation.	0.060
Trançon 02	PF 15 à PF 20	Aval Kherrata : présence de blocs rocheux en lit mineur.	0.1
Trançon 03	PF 20 à PF 23	Gorge de Kherrata : lit très accidenté avec de gros blocs rocheux.	0.125
Trançon 04	PF 23 à PF 70	Aval des gorges : lit pierreux avec méandres avec queques blocs rocheux, présences de bancs végétables.	0.04 à 0.06

Résultat de la simulation :

La saisie des données géométriques concernant les profils des sections transversales et les débits de pointe de différentes périodes de retour, ainsi que les conditions limites dans le logiciel HEC-RAS a permis d'effectuer les calculs et d'extraire des résultats comme la vue en profil du tronçon simulé, le niveau d'eau de chaque période de retour sur les profils, une vue de trois dimensions du niveau d'eau dans le tronçon d'étude des tables descriptives, et la courbe de tarage.

1. **Le 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.

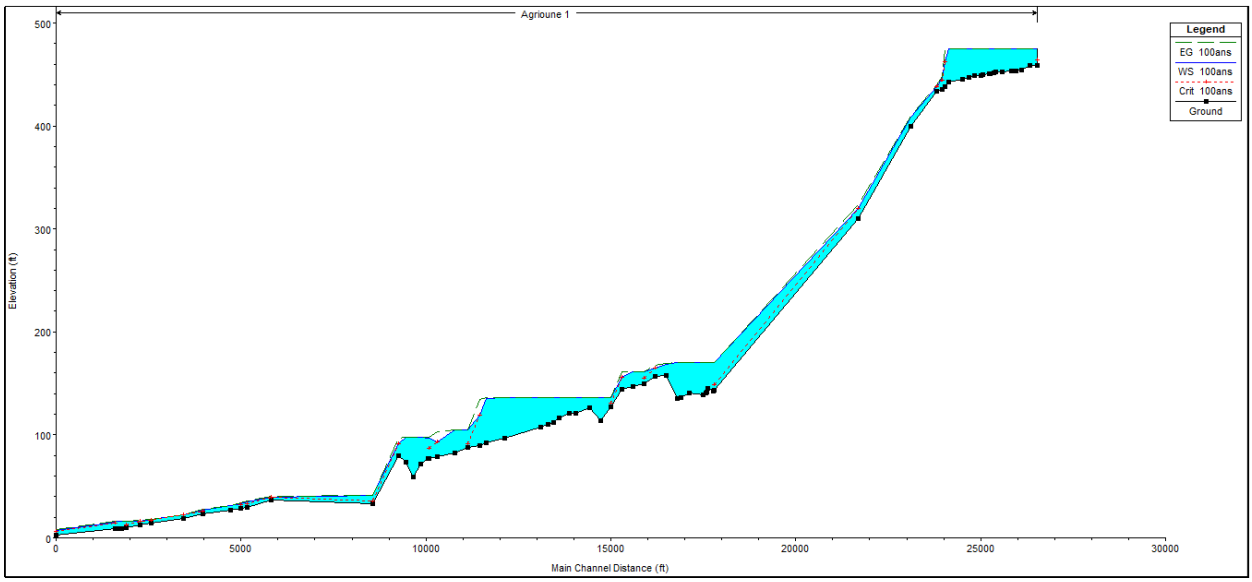


FIGURE 4.23 – Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale

2. **Vue en trois dimensions du tronçon modélisé :** HEC-RAS fournit une vue de trois dimensions qui facilite le suivi du comportement des eaux de crue de période de retour.

3.Restitution de la courbe de tarage :

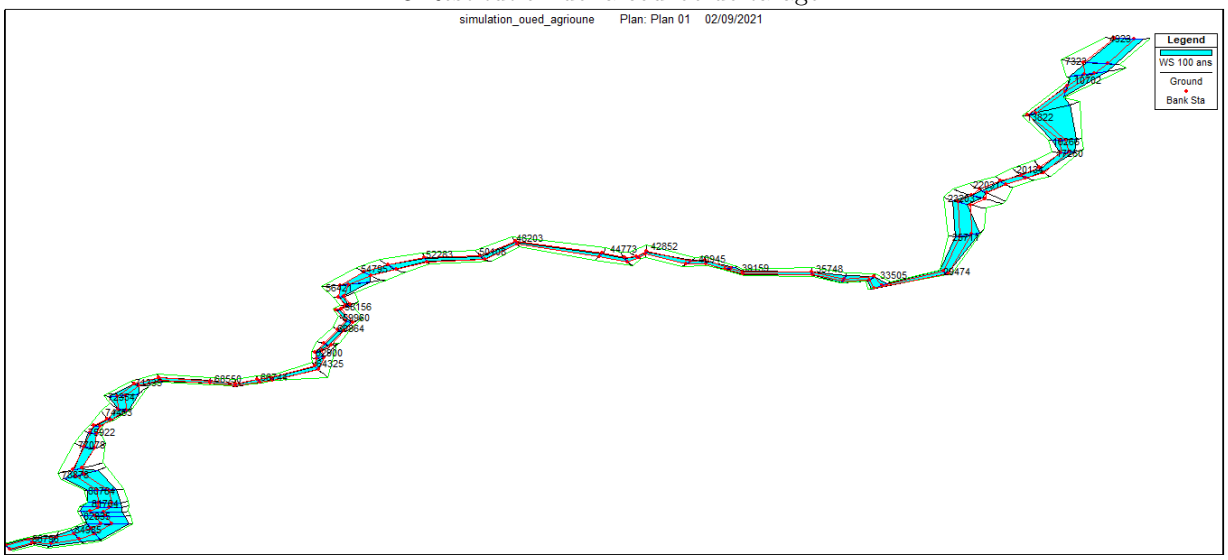


FIGURE 4.24 – Vue en Plan en 3D de l'Oued.

3. **Restitution de la courbe de tarage :**
   HEC-RAS a permis de fournir une représentation de la variation de la hauteur d'eau en (m) en fonction de débit en m^3/s.

3.Restitution de la courbe de tarage :

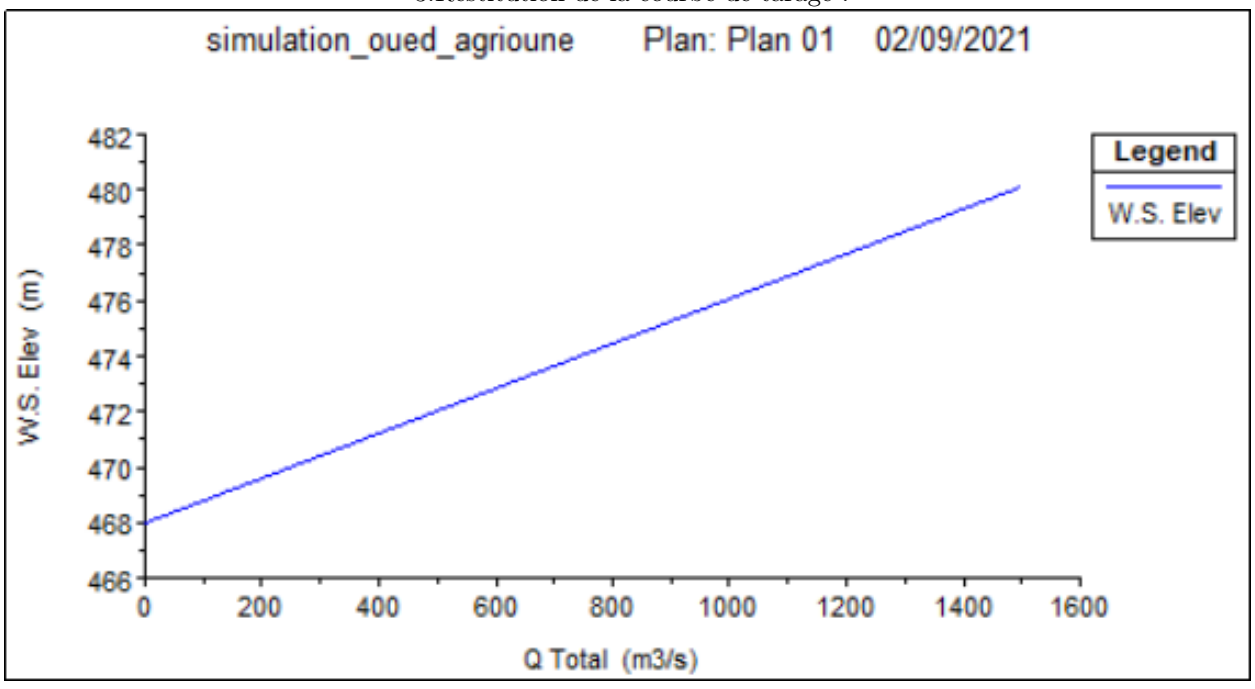
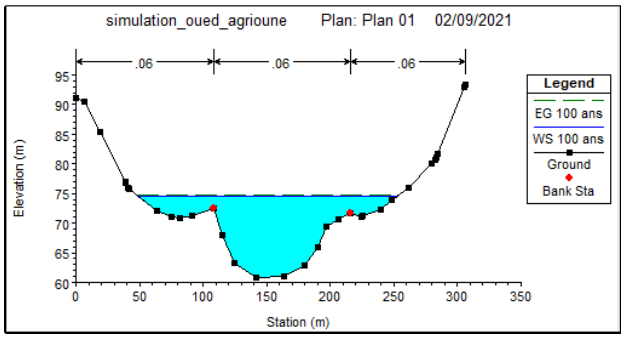
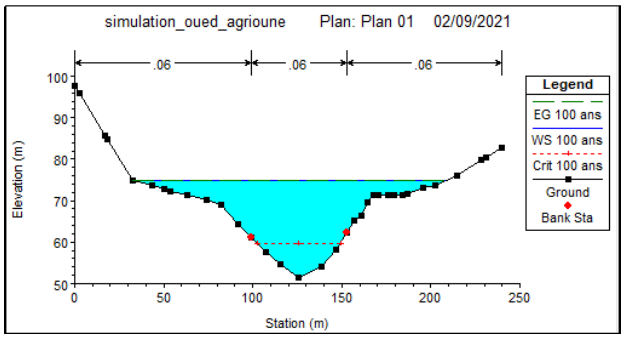


FIGURE 4.25 – Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Agrioune.

4. **Les profils en travers :** Cette option d'affichage des résultats par profil transversal,nous a permis d'acquérir le maximum de détail à chaque point choisi du tracé du cours d'eau, dont on a remarqué que presque toutes les section sont submersibles.

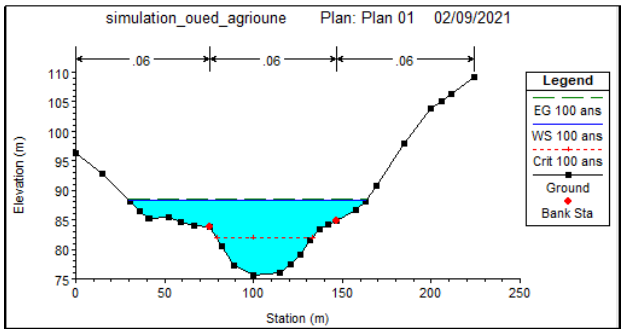


(a)

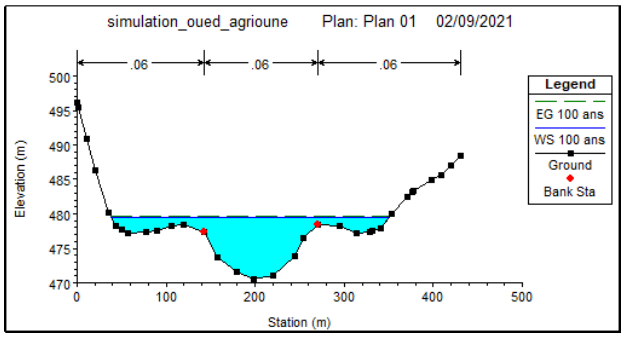


(b)

FIGURE 4.26 – Profiles en travers.

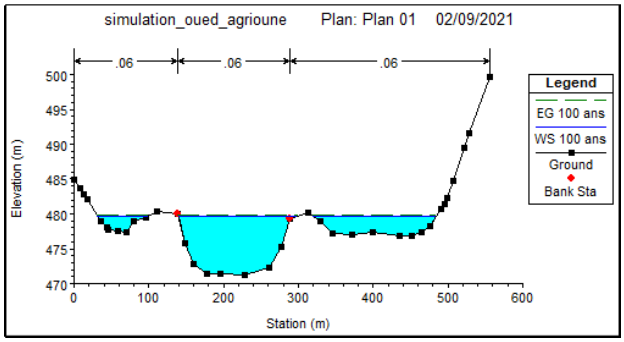


(a)

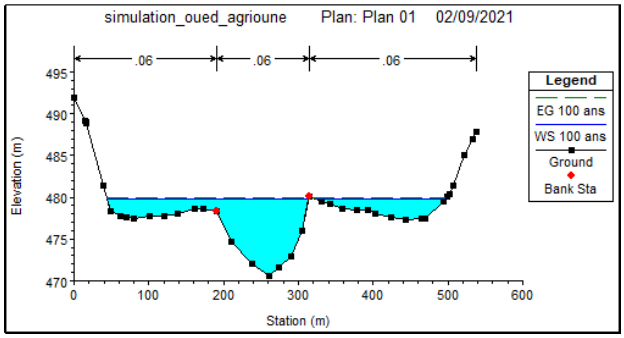


(b)

FIGURE 4.27 – Profiles en travers.



(a)



(b)

FIGURE 4.28 – Profiles en travers.

5. Le logiciel permet aussi de créer des tableaux récapitulatifs de l'ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage ou autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l'ensemble des stations à la fois.

TABLE 4.2 – Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Source : Logiciel HEC-RAS).

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)	(m^2)	(m)	
87757	468.71	480.43	475.71	480.66	0.001356	2.18	746.53	152.18	0.27
86796	467.98	480.1		480.32	0.000992	2.09	785.62	147.87	0.23
86047	467.1	480.13		480.18	0.000204	1.01	1611.42	266.08	0.11
84985	468.01	480.07		480.11	0.000198	1	1700.92	303.46	0.11
84293	470.81	479.98		480.05	0.000469	1.28	1479.1	409	0.16
83465	470.54	479.79		479.89	0.000752	1.54	1283.89	443.52	0.2
82835	467.98	479.73		479.79	0.000299	1.18	1711.7	459.06	0.13
82513	471.29	479.69		479.75	0.000436	1.24	1464.03	391.45	0.15
82120	466.94	479.66		479.72	0.000188	1.06	1765.36	396.56	0.11
81764	468.23	479.65		479.69	0.000188	0.98	1821.16	370.2	0.1
80784	470.48	479.46		479.58	0.000828	1.63	1097.79	312.06	0.21
79327	470.56	478.78		479.04	0.002276	2.39	773.24	312.71	0.33
78878	472.28	476.62	476.62	478.17	0.024767	5.51	272.28	88.65	1
77078	452.8	477.04	459.86	477.08	0.000222	0.85	1759.95	126.81	0.07
75922	467.63	475.13	475.13	476.65	0.059318	5.65	281.88	91.66	0.95
75189	432.9	436.4	438.82	445.67	0.559329	13.49	111.22	44.82	2.73
74453	420.54	429.21	428.79	431.56	0.053903	6.79	221.03	39.15	0.91
73518	408.39	430.48		430.53	0.000348	1.04	1499.85	131.08	0.09
72354	400.65	430.44		430.46	0.000118	0.64	2699.15	238.76	0.04
71335	417.37	429.83		430.29	0.009003	3	504.62	66.12	0.33
70368	415.91	422.44	422.44	424.1	0.088342	5.79	270.16	87.82	0.94
68550	365.45	369.25	370.73	373.91	0.088638	9.97	161.47	67.93	1.88
67642	292.58	295.68	299.24	318.33	0.718429	21.08	71.17	36.94	4.85
66744	291.61	300.97	298.1	301.49	0.003667	3.17	473.52	84.1	0.42
66236	290	297.83	297.83	300.14	0.023306	6.74	222.64	48.26	1
64325	256.48	259.74	261.71	267.72	0.249703	12.51	119.9	64.47	2.93
63356	234.39	261.98	243.12	262.02	0.000059	0.9	1758.54	101.84	0.06
62900	250.79	259.09	259.09	261.73	0.02325	7.19	208.54	39.75	1
62095	227.2	230.18	233.15	245.41	0.439296	17.28	86.8	43.68	3.91
60864	214.81	222.79	222.79	225.32	0.023579	7.04	213.1	42.73	1.01
59960	199.26	202.85	204.94	210.65	0.186284	12.37	121.29	52.9	2.61
58885	193.12	201.39	201.39	203.99	0.023299	7.14	209.98	40.56	1
58156	152.54	157.49	162.26	186.92	0.587095	24.02	62.44	21.88	4.54
57355	132.22	144.44	139.17	144.96	0.002447	3.2	469.21	53.18	0.34
56421	136.06	143.8		144.13	0.00279	2.71	687.42	271.32	0.37
54795	134.92	142.66		142.99	0.002188	2.52	595.22	99.82	0.33
53777	131.32	142.47		142.59	0.00064	1.57	958.38	131.34	0.19
52283	133.7	141.07		141.83	0.007473	3.87	387.61	86.11	0.58
50108	126.35	131.79	131.79	133.6	0.023741	5.95	252.09	70.07	1
48203	98.33	102.42	104.07	107.94	0.104698	10.4	144.24	52.94	2.01
44773	82.54	99.36	90.12	99.5	0.000486	1.65	911.09	86.82	0.16
43795	87.67	99		99.26	0.001298	2.29	655.08	83.3	0.26
43327	88.65	96.52	96.02	98.62	0.017754	6.42	233.82	43.32	0.88
42852	85.56	96.58		97.2	0.003544	3.49	430.02	58.94	0.41
40945	85.95	94.55		95.04	0.003739	3.13	483.4	97.17	0.43

40256	86.11	91.51	91.51	93.31	0.023624	5.94	252.73	70.5	1
39159	75.71	88.36	81.86	88.55	0.000775	2	843.64	133.48	0.21
38232	78.55	87.21		88.02	0.006165	4.02	383.22	83.06	0.55
35748	70.26	77.75	77.75	79.75	0.023364	6.26	239.68	60.23	1
34534	51.59	74.8	59.77	74.86	0.000117	1.22	1550.99	175.8	0.09
33505	60.53	74.66		74.79	0.000454	1.62	963.61	114.59	0.16
32781	60.74	74.62		74.69	0.000297	1.29	1306.99	204.2	0.13
29474	65.37	71.68	71.68	73.57	0.020702	6.2	255.39	70.16	0.95
25711	38.04	58.63	45.18	58.67	0.000084	0.83	2011.22	284.81	0.07
23203	52.12	56.95	56.95	58.3	0.022343	5.18	298.07	133.71	0.95
22503	49.21	55.77	53.21	56.08	0.003106	2.49	603.48	136.96	0.38
22031	47.96	53.2	53.2	54.97	0.023757	5.89	254.46	72.02	1
21065	38.41	46.36	43.69	46.83	0.003617	3.05	492.05	89.54	0.42
20134	30.74	46.29		46.44	0.000482	1.7	911.56	104.18	0.17
19327	38.25	44.2	44.2	45.92	0.024393	5.8	258.77	76.82	1.01
17260	6.35	21.93	13.58	22.05	0.000453	1.59	1018.7	159.27	0.16
16266	9.66	21.58		21.83	0.001134	2.3	747.45	195.94	0.24
13822	12.38	20.33		20.66	0.002282	2.56	590.4	130.51	0.33
10702	7.51	19.99		20.05	0.000264	1.14	1545.62	290.16	0.12
8086	10.88	19.75		19.81	0.000382	1.22	1579.98	415.13	0.14
7323	13.69	19.24	18.15	19.53	0.006902	2.46	645.11	317.43	0.51
4923	10.81	15.23	14	15.46	0.004505	2.19	725.27	295.46	0.42

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

Interprétation des résultats :

Vue le niveau d'eau dans toutes les sections en travers de l'oued, nous remarquons que ce dernier est inondé sur toute sa longueur, selon les paramètres suivants :

— La vitesse d'écoulement varie entre 0.64 et 12.51 m/s ;
— La hauteur d'eau variée entre 0.1 et 5 m ;
— La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0.04 et 4.85.

4.6 La cartographie du risque d'inondation :

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette partie est la délimitation des zones inondables. Pour ce faire, nous avons besoin d'obtenir les hauteurs d'eau dans différents location de l'Oued.

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables. La délimitation des zones inondables le long du cours d'eau se fera avec RAS MAPPER du logiciel HEC- RAS. L'utilisation de RAS MAPPER nous a permet d'obtenir les cartes qui seront représentées par suit.

— L'impact potentiel ;
— La probabilité de survenance ;
— Le niveau actuel de maîtrise de risques.

L'établissement d'une cartographie des risques peut être motivé par des objectifs de différentes natures aussi importants les uns que les autres. Ces objectifs sont les suivants :

— Mettre en place un contrôle interne ou un processus de management des risques adéquats ;
— Aider le management dans l'élaboration de son plan stratégique et de sa prise de décision ;
— Orienter le plan d'audit interne en mettant en lumière les processus au niveau desquels se concentrent les risques majeurs ;
— Veiller à la bonne image de l'organisation ;

La cartographie des risques est un puissant outil de pilotage interne. Ainsi, son élaboration exige une méthodologie minutieuse, ce qui permet une détection systématique des risques majeurs.

La gestion du risque peut se définir comme étant une conjonction entre l'organisation et les moyens qui permettent de se préparer et de faire face à la survenue d'une crise et facilitent la prise de décision. Cette démarche comprend trois étapes :

— **La prévision :** Il s'agit des mesures mises en place en vue d'anticiper un aléa de manière à améliorer sa gestion ;
— **La protection- prévention :** un risque peut se définir à la manière d'une espérance probabiliste, en effectuant le produit de sa gravité par sa probabilité.

4.6.1 La carte de l'aléa inondation :

Cette carte reprend les zones sur lesquelles des inondations sont susceptibles de se produire, de façon plus ou moins étendue et fréquente, pour cause de débordement de cours d'eau. Elle repose sur la combinaison des deux notions suivantes : la récurrence d'une inondation et la submersion.

Carte des profondeurs :

La submersion d'une inondation est caractérisée principalement par son étendue et sa profondeur. Sa détermination nécessite l'utilisation de modèles hydrauliques ou la topographie des lits mineur et majeur des cours d'eau est reproduite numériquement.

De ce fait, on distingue trois catégories de submersion en fonction de leurs profondeurs :

— **Submersion faible :** dont la profondeur est inférieure à 0.5 mètre ;
— **Submersion moyenne :** dont la profondeur se situe entre 0.5 et 1 mètre ;
— **Submersion élevée :** dont la profondeur dépasse 1 mètre.

La figure **4.30** montre la carte de profondeur pour l'Oued Agrioune :

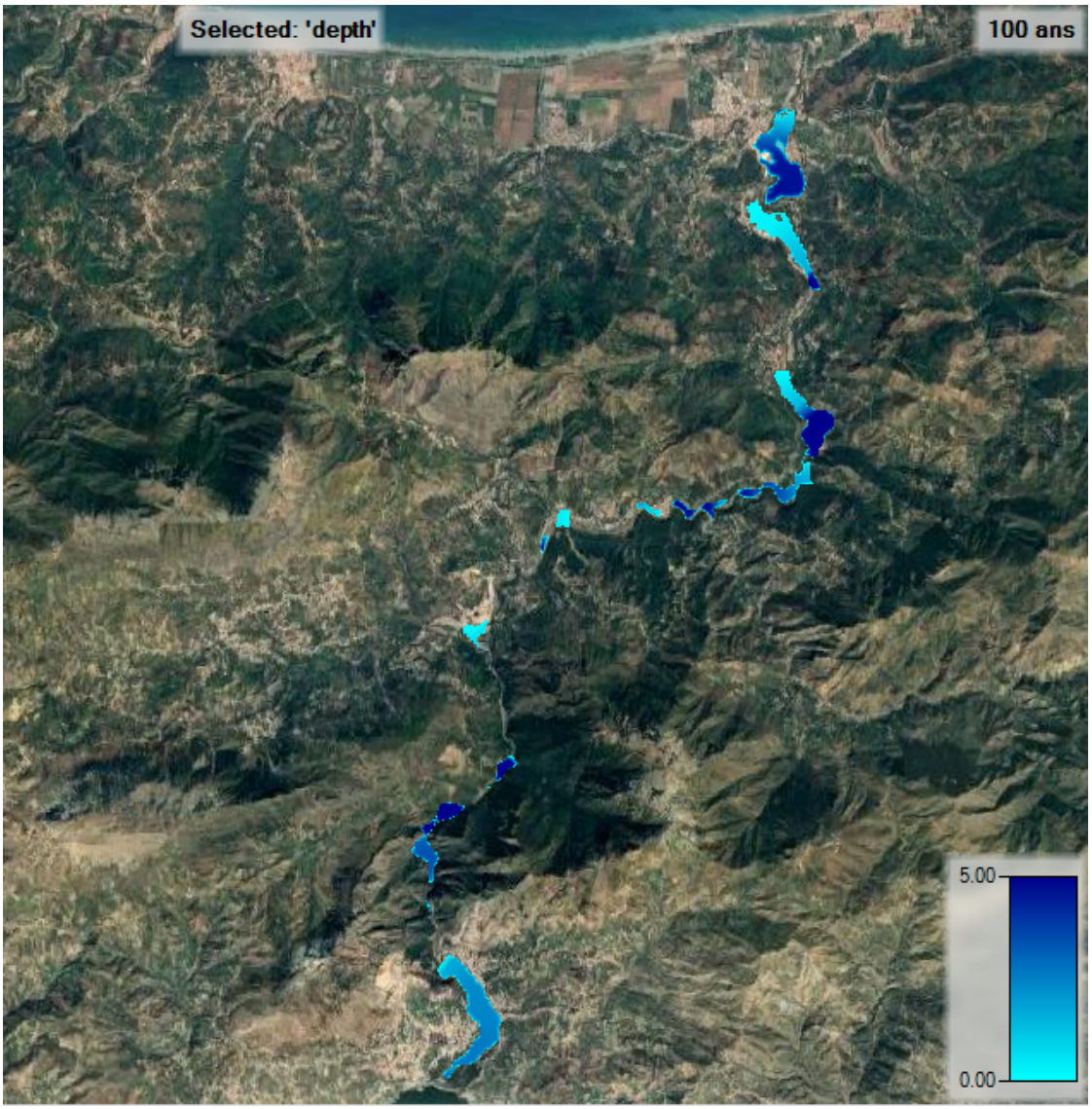


FIGURE 4.29 – Carte de profondeur pour la période de retour 100 ans de l'Oued Agrioune.

Interprétation :

D'après la carte obtenue, nous remarquons que La hauteur d'eau varie entre 0.10 et 5m. les zones submersible est la partie aval du barrage d'Ighil Emda, la ville de kherrata, une partie des deux villes de Derguinna et Bordj Mira. Ainsi que la partie basse d'Iremanen (Deux fontaines) et Souk El Tenine.

De manière générale, les hauteurs dépassant 1 m occupe toute la largeur du fond de la vallée.

On a réalisé des cartes représentatives de profondeur et de la vitesse d'écoulement de l'amont (Derguina, Iremanen, et Souk El Tenine) , et qui est similaires à celle de l'amont.

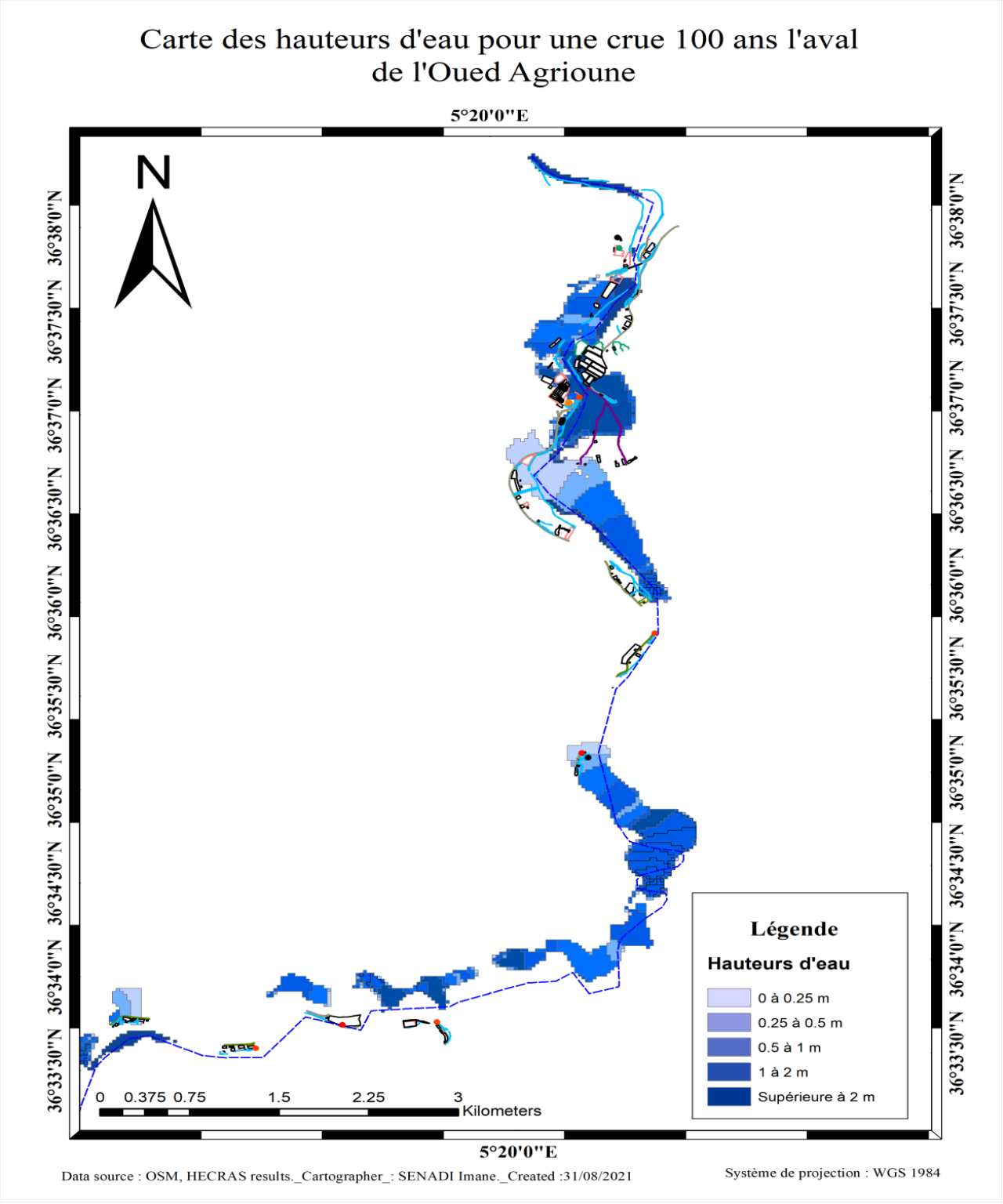


FIGURE 4.30 – Carte de profondeur pour la période de retour 100 ans à l'aval de l'Oued Agrioune.

La carte de vitesse :

Les vitesses sont aussi classées selon les trois classes suivantes :

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

La carte des vitesse d'écoulement est représentée par la figure **4.31** :

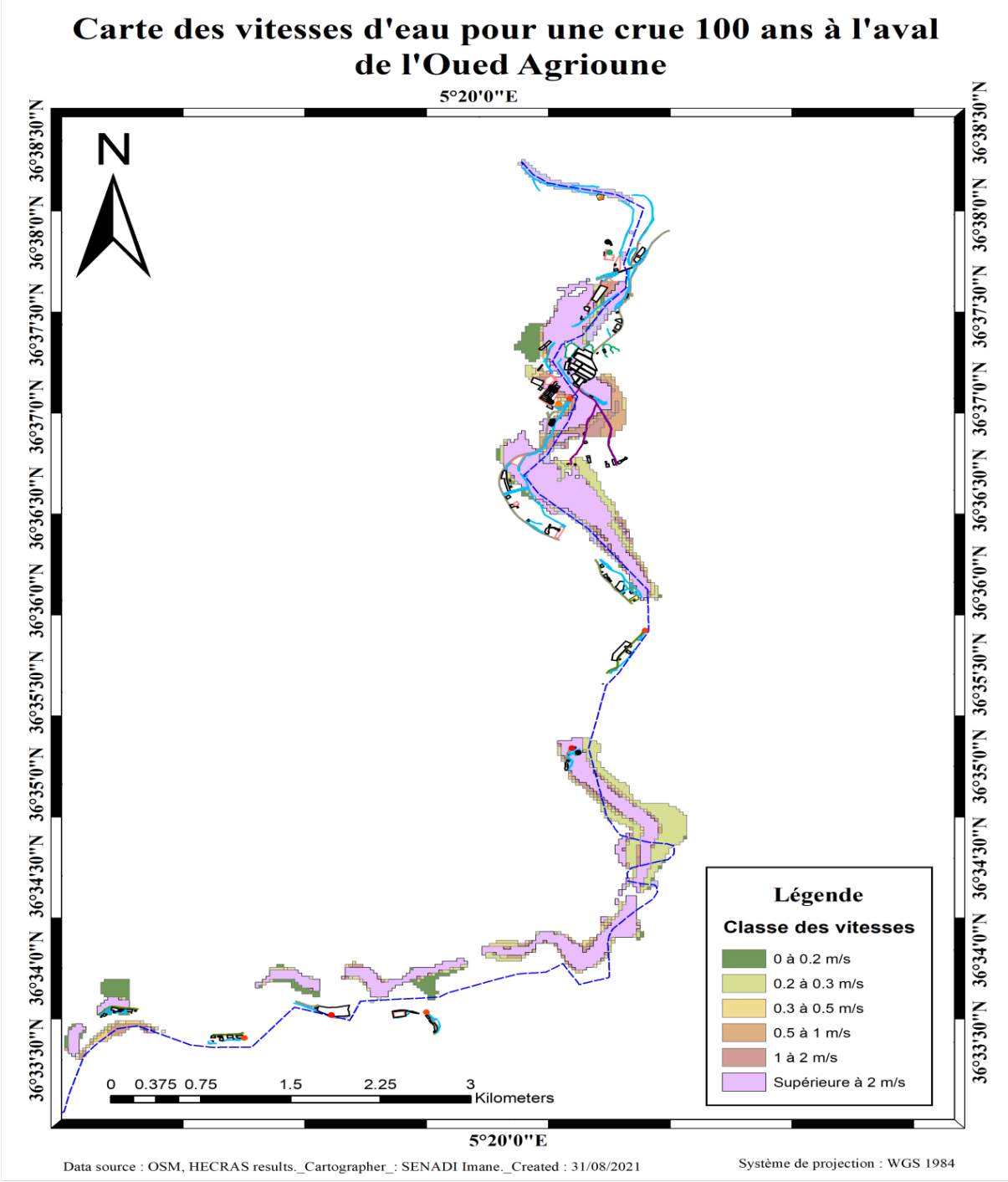


FIGURE 4.31 – Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans à l'aval de l'oued Agrioune.

Le tableau **4.3** résume les vitesses d'écoulement pour la crue centennale des différents secteurs :

TABLE 4.3 – Tableau récapitulatif des vitesses d'écoulement des différents secteurs.

Secteur	Kherrata	Bordj Mira	Derguina	Deux Fontaines	Souk El Ténine
Vitesse (m/s)	3 à 5.5	2.8 à 6.9	2.8 à 4.2	1.9 à 5.1	4.2

Cartographie de la vulnérabilité :

La gestion de l'espace dans les zones soumises à des risques d'inondation a pour but d'intégrer la gestion du risque dans l'aménagement du territoire. Il est donc nécessaire de déterminer avec précision la dynamique du risque en fonction de la dynamique urbaine. Le risque varie donc fortement en fonction du type d'occupation du sol.

On peut affecter une valeur de référence à chaque type d'occupation du sol selon une échelle allant de 1 pour la vulnérabilité la plus faible à 6 pour la vulnérabilité la plus forte.

TABLE 4.4 – Les valeurs de référence de type d'occupation pour la vulnérabilité.

Occupatio du sol	Vulnérabilité agricole	Vulnérabilité Urbano-indust
Friches	1	-
Agriculture à ciel ouvert	2	-
Agricultures sous serres	3	-
Infrastructures de loisirs	-	1
Habitas collectives	-	2
Habitats mixtes	-	3
Habitas individuelles	-	4
Commerces et administrations	-	5
Aéroports	-	5
Industries	2	6

Nous avons construit une carte d'occupation du sol pour le bassin versant de l'oued Agrioune, et qui nous permettra d'établir une carte de vulnérabilité prochainnement.

La carte est représentée par la figure **4.32** :

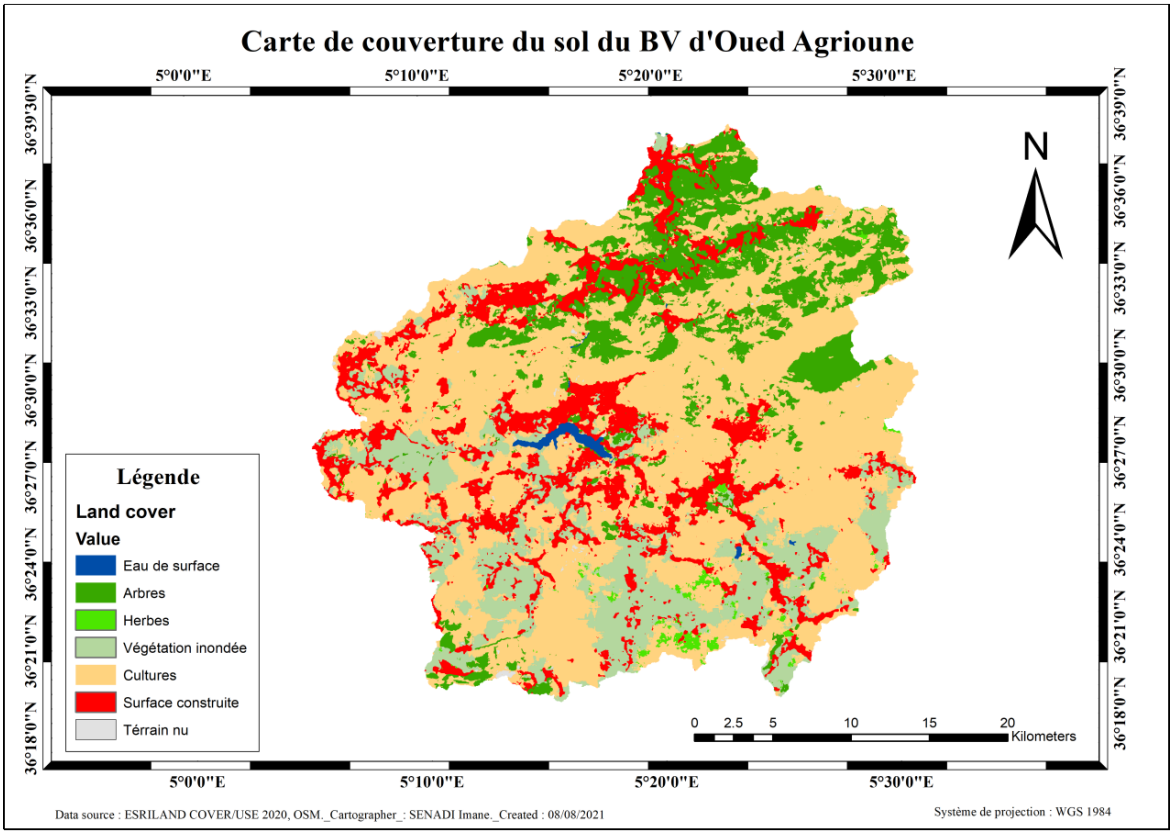


FIGURE 4.32 – Carte de la couverture du sol du BV d'oued Agrioune.

Nous avons visualisé les zones sensibles du point de vue humain et la vulnérabilité des enjeux en zones inondables pour l'aval de l'Oued Agrioune, dont on a constaté deux types de vulnérabilités en aval du barrage d'Ighil Emda jusqu'à Souk El Tenine.

— Cependant la vulnérabilité aux inondations est de plus en plus ressentie avec une urbanisation galopante qui n'a cessé de croître sur l'ensemble des villes situé sur le linéaire de l'oued. Le risque d'inondation est souvent oublié par les populations et les pouvoirs publics, Les aménagements ont contribué à augmenter les enjeux de manière considérable. Si l'aléa n'est pas une notion quantifiable, les enjeux eux le sont ;
— Vulnérabilité agricole représentée par une végétation est très développée .

La carte de vulnérabilité est représentée dans la figure **4.33** :

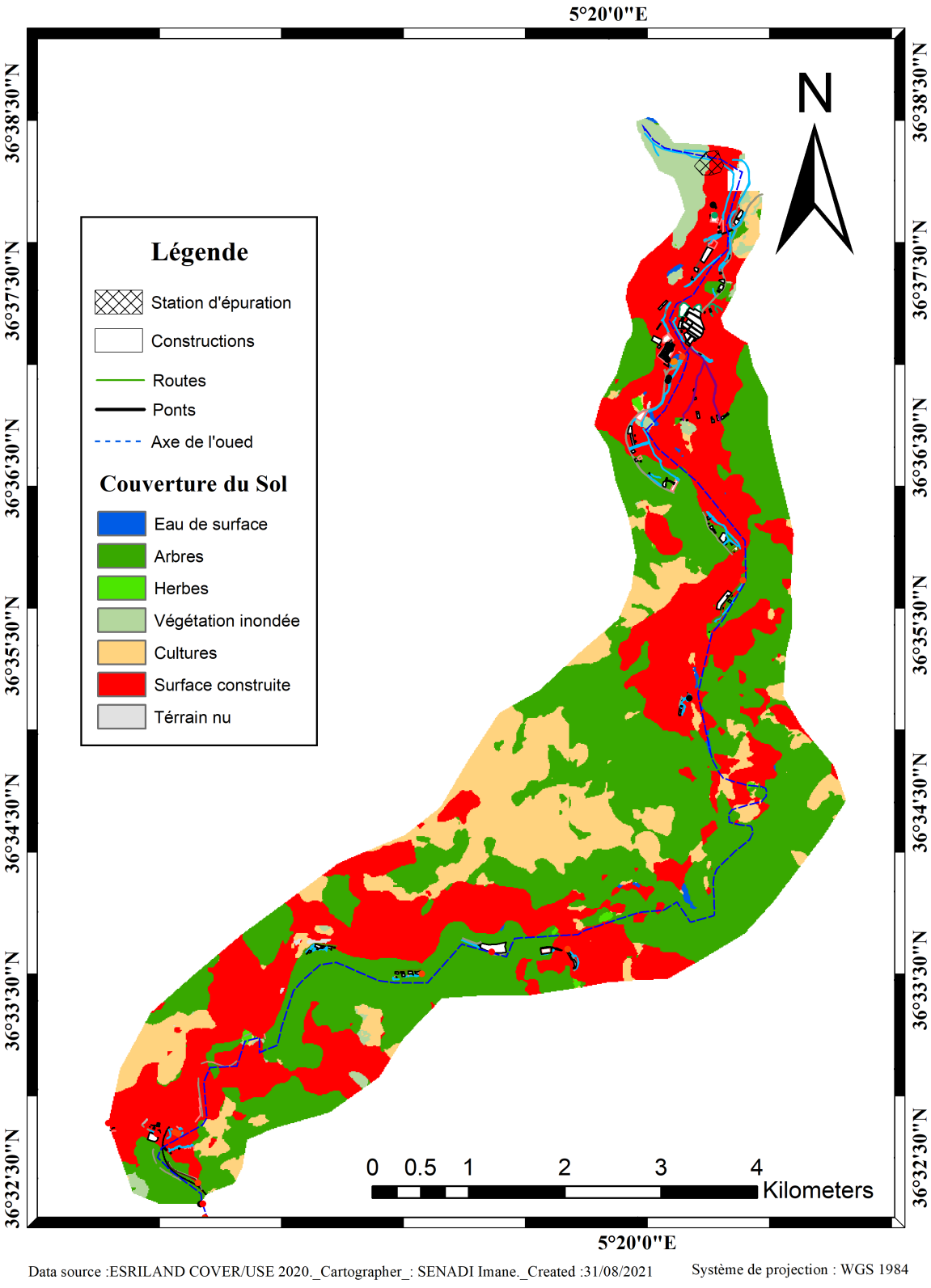


FIGURE 4.33 – Carte de vulnérabilité à l'aval de l'oued Agrioune.

La cartographie du risque :

Pour cartographier le risque il est nécessaire de croiser la diffusion spatiale de la vulnérabilité avec celle de l'aléa. Pour effectuer ce croisement et réaliser une carte du risque, on passe par une requête du SIG qui permet de superposer les deux plans d'information nécessaires. Cela revient à créer des niveaux de risques à partir des niveaux des vulnérabilités agricole et urbaine et ceux de l'aléa.

La carte du risque à l'inondation présente trois zones dont le risque varie de faible au fort. Les zones les plus vulnérables, sont les zones qui se situent sur le trajet d'oued Agrioune , à partir de la carte de risque de la zone d'étude, nous avons déterminé, les zones à risque des villes de Kherrata, Bordj Mira, Dergina, Deux fontaines et Souk El Ténine.

L'urbanisation est un enjeu fort sur l'ensemble du secteur d'étude, les zones vulnérables sont réparties tout le long du cours de l'Oued Agrioune, elles concernent l'ensemble des agglomérations traversées par l'oued Agrioune : Kherrata, Bordj Mira, Derguina, Deux fontaines et Souk El Ténine. Les risques sont d'autant plus forts que l'urbanisation s'est développée sur le lit même de l'oued. Les secteurs suivants sont à risque fort :

— Le secteur de la place du marché de Kherrata ;
— L'aval du pont de Kherrata ;
— Partie basse d'Amridj ;
— Derguina amont ;
— Derguina aval en continuité et compléments des protections réalisées ;
— Bourg de Deux fontaines (Iremanen) à l'aval immédiat de la place utilisées comme parcking.
— Souk El Ténine : aval du pont sur les deux rives, Hotel Saf Saf.

Nous prenons l'exemple de carte du risque de l'aval de l'Oued représentée par la figure **4.34** :

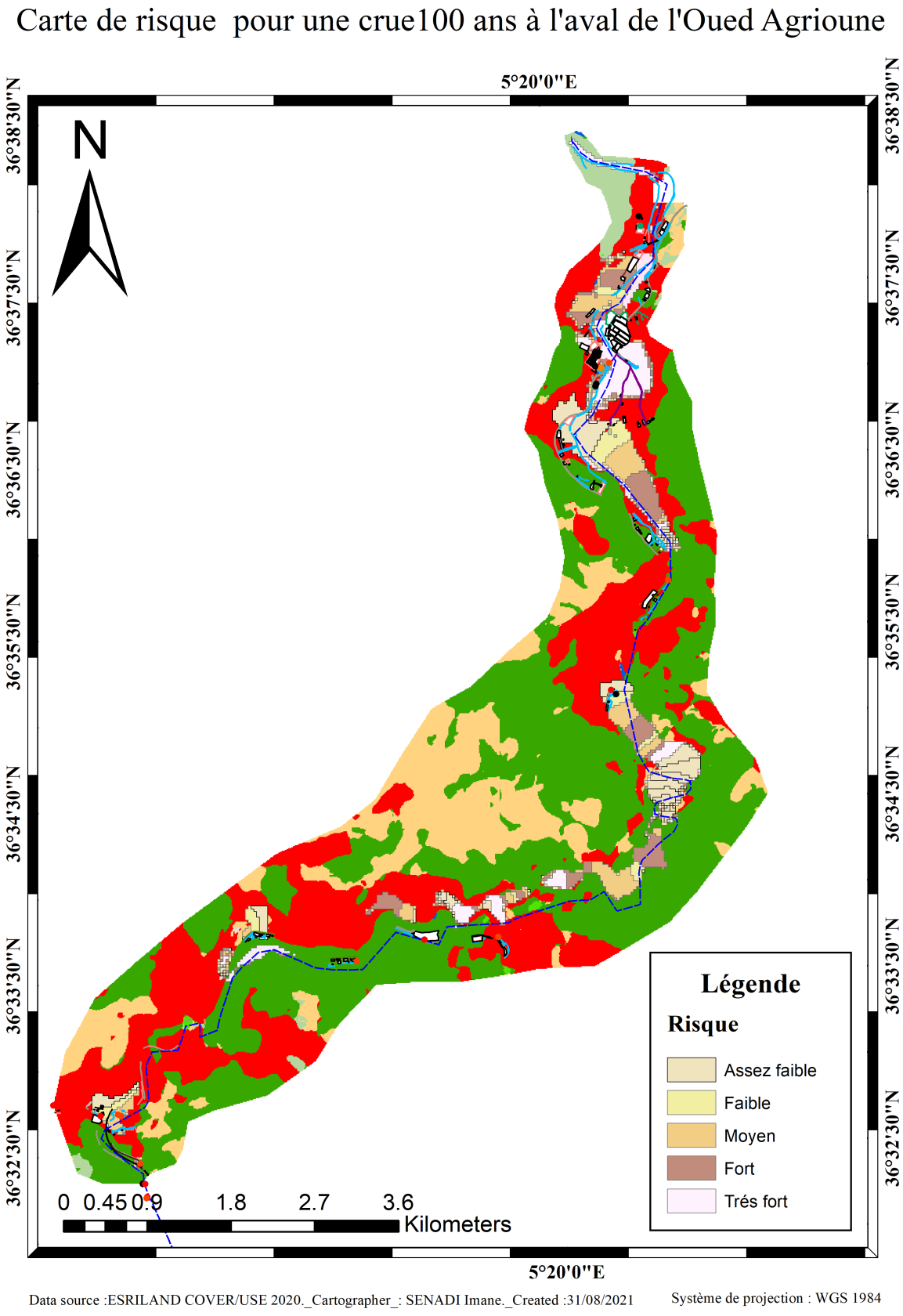


FIGURE 4.34 – Carte de risque d'inidation de l'aval de l'Oued Agrioune.

4.7 Conclusion :

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où il se manifestera. Les remèdes apportés par l'agence du bassin hydraulique d'Agrioune, dans la zone d'étude sont assez satisfaisants à court terme, mais s'avèrent non conformes au développement croissant de l'urbanisation d'où la mise à jour de la cartographie des zones inondables s'avère indispensable. Par ailleurs, les infrastructures mises en place nécessitent une surveillance et un entretient continu.

Dans la présente étude, nous avons pu mettre au point une méthodologie permettant d'aboutir à une connaissance objective du risque d'inondation. Ceci va aider à faire des choix d'aménagement pertinents pour respecter la diversité des enjeux présents le long d'un cours d'eau et favoriser un aménagement du territoire prenant mieux en compte le risque d'inondation.

Enfin, nous avons conclu que les zones situés sur les rives de l'oued Agrioune sont les zones les plus vulnérables face aux aléas d'inondations par crues torrentielles issues du bassin versant.

Chapitre 5

Études des variantes d'aménagement.

5.1 Introduction

Le but de cette étude est de bien protéger les villes situées tout au long l'Oued Agrioune contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements après la proposition des différentes variantes sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone compte tenu des conditions naturelles.

Les variantes seront sélectionnées dans le souci de protéger l'ensemble des villes situées sur l'Agrioune contre les inondations, par l'évacuation des eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de stabilité des berges et n'oubliant pas l'impact de cet aménagement sur l'environnement. Donc le choix de variante se détermine par de différents processus.

5.2 Présentation des grandes orientations :

5.2.1 Maîtrise de l'urbanisation :

L'urbanisation est un enjeu fort sur l'ensemble du secteur d'étude. Les zones vulnérables sont réparties tout le long du cours de l'Agrioun, hormis dans les gorges de Chabet el Akra. Elles concernent l'ensemble des agglomérations traversées par l'oued Agrioun : Kherrata, Bordj Mira, Darguina, Deux Fontaines et Souk el Tenine.

Les risques sont d'autant plus forts que l'urbanisation s'est développée dans le lit même de l'Agrioun.

La carte de zonage est un atlas cartographique qui définit un zonage territorial en fonction du risque. Le risque est le croisement entre l'aléa et l'occupation des sols. Il a été défini 3 zones :

— **La zone bleue :** zone urbanisée en aléa fort (hauteur supérieure à 1 m pour une crue centennale) ;
— **La zone jaune :** zone urbanisée en aléa faible à moyen (hauteur inférieure à 1 m pour une crue centennale) ;
— **La zone rouge :** zone urbanisée inondable pour la crue centennale.

Le tableau suivant représente le croisement Aléas/ Enjeux :

Table 5.1 – Croisement Aléas et enjeux.

Vulnérabilité / Aléas	Espace Urbanisé	Espace naturel ou Agricole
Fort	Zone bleue	Zone jaune
Moyen	Zone jaune	Zone rouge
Faible	Zone jaune	Zone rouge

La carte de zonage réglementaire issu du croisement de la carte d'aléas et celle des enjeux appellée aussi le plan de prévention des risques, est représentée par la figure **5.1** :

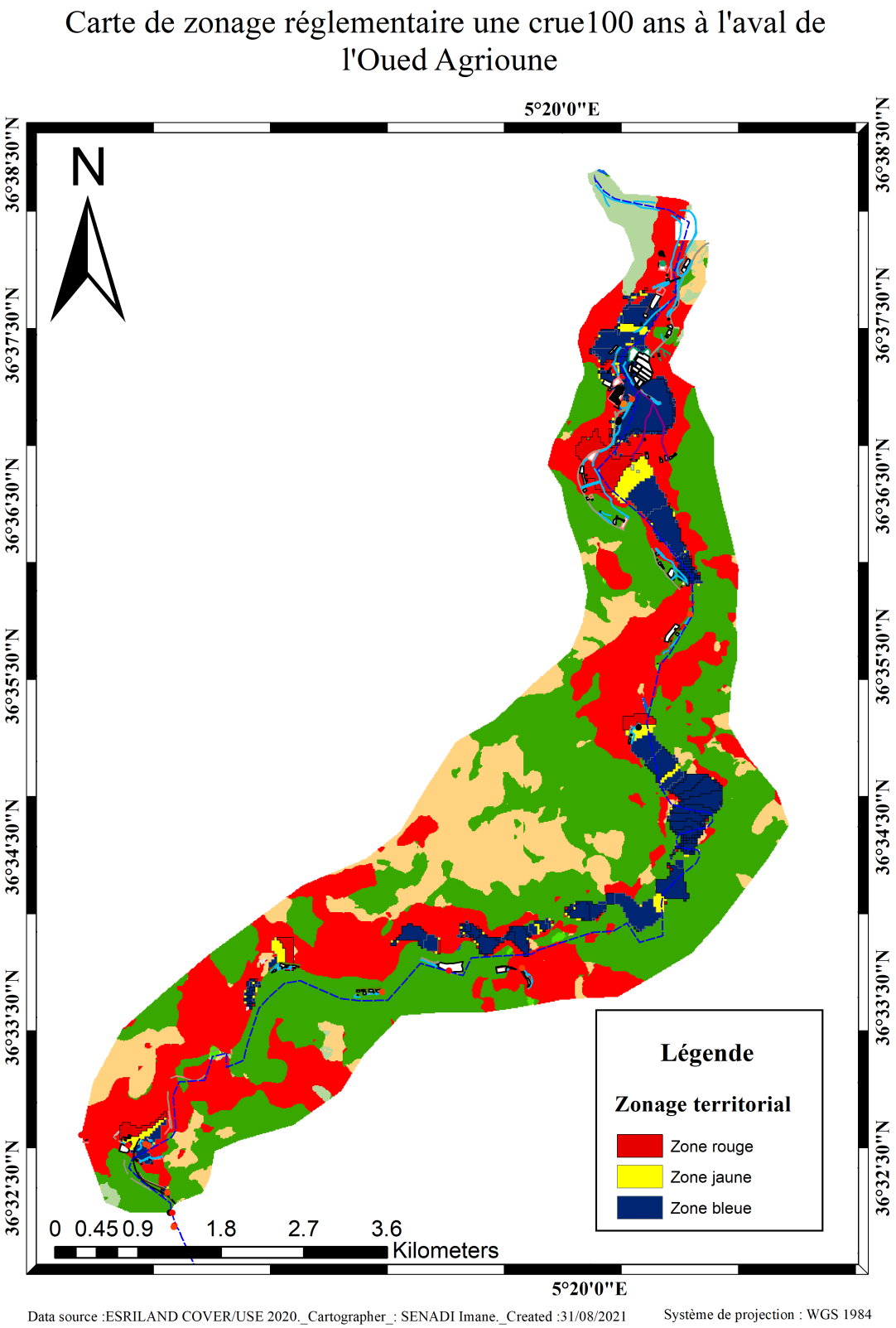


FIGURE 5.1 – Carte de zonage réglementaire pour une crue de 100 ans de l'aval de l'oued Agrioune.

5.2.2 Protection contre l'érosion :

Deux types d'érosion sont considérés :

— L'érosion des berges ;
— L'érosion du fond de lit.

A l'image du risque inondation, le risque érosion est le croisement entre aléa érosion et enjeu : dans les zones non bâties et en dehors du linéaire sur lequel le talus de la route coïncide avec la berge de l'oued, le risque érosion est considéré faible.

Érosion des berges :

Les aménagements de type protection des berges font appel à deux conceptions différentes :

— La protection linéaire ;
— La protection par épis.

‘

La protection linéaire est dans la plupart des cas bien adaptée. Elle peut présenter des performances moyennes en cas d'anses d'érosion à faible rayon de courbure ou de méandres prononcées. Dans ces cas, la protection par épis est à envisager.

Cependant, dans les rivières à fort charriage, il y a risque de déstabilisation de la tête de l'épi et destruction partielle ou totale. Les règles de dimensionnement sont encore mal maîtrisés et des vérifications fréquentes sont nécessaires.

Pour chacune de ces deux conceptions, trois techniques sont possibles :

— La protection par enrochement ;
— La protection par gabions et enrochement ;
— La protection par matelas de type Reno.

Érosion du lit :

L'érosion du lit peut être liée à plusieurs facteurs :

— **Une raison naturelle :** le lit réduit sa pente pour s'adapter à de nouvelle conditions hydrologiques et de transport solide ;
— **Des extractions dans le lit :** effet direct qui se transmet vers l'amont (érosion régressive) et parfois vers l'aval (érosion progressive) ;
— La réalisation d'aménagements réduisant le champ d'inondation de l'oued (endiguements, remblaiements).

Les deux dernières raisons concernent l'oued Agrioun. En particulier, la zone de Souk El Ténine est concernée par des travaux d'extractions qui ont un impact tout à fait perceptible sur le niveau du lit.

L'enfoncement du lit a des répercussions directes sur la stabilité des berges en fragilisant le pied.

5.2.3 La protection contre les inondations :

Les solutions pour réduire le risque d'inondations sur les zones à enjeux actuellement inondables sont de deux types :

Protection directe (Rapprochées) :

La protection directe consiste à intervenir directement sur le site menacé par la mise en œuvre des actions suivantes :

1. **Curage :** Permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau. Le débroussaillage est également nécessaire à la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires et en sections courantes pour diminuer la rugosité et accroître la débitante ;
2. **Recalibrage :** Permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.
3. **Réalisation des canaux :** Permettant de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé par des bâtiments ou par la voirie.
4. **Protection des berges :** Comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.
5. **Endiguement des oueds :** 5. Par la réalisation de digues qui longent le cours d'eau sur ses deux berges. Cette opération est aisément réalisable par les ressources locales en main d'œuvre et en matériaux.

   Par ailleurs, ce type de protection permet en outre de réaliser une protection sélective. Il peut en effet être établi graduellement en commençant par mettre à l'abri, de la plupart des crues, la partie la plus riche et la plus peuplée des zones exposées. En contrepartie on notera que ce procédé de protection présente l'inconvénient de provoquer une surélévation souvent notable du niveau des eaux et rend en outre plus difficile le drainage des terrains bas.

Protection indirecte (Éloignées) :

La protection indirecte par contre, consiste à intervenir plus loin des sites menacés, à l'extérieur du périmètre d'aménagement, en réalisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations :

1. **Création des canaux périphériques :** Dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.
2. **Réalisation des barrages :** Seuils pour stockage et laminage des crues à l'amont des zones menacées. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être optimisés de manière à répondre au-mieux à la protection envisagée.
3. **Aménagement des bassins versants :** Aménagement contre l'érosion par des méthodes biologiques et/ou par la construction de seuils en gabions qui permettent la réduction des vitesses d'écoulement et le dépôt des sédiments en amont.

5.2.4 Protection de la conduite d'AEP :

La problématique :

La conduite AEP part de la station de captage de Kherrata et se poursuit jusqu'au réservoir tampon de Souk El Ténine en empruntant le cours de l'oued Agrioun sur 15.5 km. La crue de 2003 a causé des dégâts dont tronçons de conduites DN700 déterrées avec détérioration de l'enrobage dû à la violence des chocs des blocs de pierre ; les

regards et massifs d'ancrage en béton emportés par les eaux, gabionnages affouillés et déformés, arrachement de la conduite DN300 de liaison captage-SP1 (AEP de Kherrata) sur une longueur de 150 mètres.

L'oued Agrioun pouvait transporter des matériaux de diamètre 50 cm à 1 mètre et que les affouillements atteignaient 3 mètres ou d'avantage. De plus, l'irrégularité hydrologique et le phénomène de pavage conduisaient à des changements brusques de tracé à l'intérieur du méandrement de vallée ; l'affouillement à l'aval provoquera le basculement puis la disparition des enrochements. En amont la conduite subira les chocs des matériaux qui viendront endommager l'enrobage béton. Ces deux actions combinées conduiront au pliage de l'ouvrage et sans doute à la rupture.

Concernant la protection sur la berge, deux points sont à examiner avec attention :

— La cote de submersion du gabion ;
— Le volume d'enrochements faisant office de parafouille.

Orientations d'aménagement :

1. **Les passages dans l'oued :**
   La solution préconisée consiste à placer la conduite à l'intérieur d'un ouvrage faisant office de seuil de fond. Cet ouvrage sera conçu de manière à éviter tout choc entre matériaux et conduite d'une part et s'adapter à l'enfoncement du lit en son aval immédiat au cours de la crue.
2. **La protection sur les berges :**
   Le principe de la protection par gabions et enrochements est à conserver. Afin de protéger la conduite en cas de submersion, elle pourrait être surmontée d'un caisson de gabions ou mieux placer à l'intérieur d'ouvrage en gradins.

5.3 Calcul hydraulique des canaux :

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

5.3.1 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.

5.3.2 Formules de calcul :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivante :

$$V = C \times \sqrt{RI}$$

En utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S$$

On obtient :

$$Q = C \times S \times \sqrt{RI}$$

Avec :
— C : Coefficient de Chézy $(m^{0.5}/s)$;
— R_h : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m ;
— n : Coefficient de rugosité ;
— I : Pente de fond du canal (radier) .

Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy :

1. **Formule d'AGROSKINE :**

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \log (R_h)$$

— C : Coefficient de Chézy $(m^{0.5}/s)$;
— R_h : Rayon hydraulique ;
— n : Coefficient de rugosité.

2. **Formule de PAVLOVSKY :**

$$C = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{1}{y}}$$

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

$$M = 2,5 \times \sqrt{n} - 0,13 - 0.75 \times \sqrt{R_h} \times \left(\sqrt{n} - 0.1\right)$$

‘

3. **Formule de BAZIN :**

$$C = \frac{87}{1 + \frac{mb}{\sqrt{R_h}}}$$

— m_b : Coefficient de BAZIN, m_b est entre 0,06 et $1.75m^{0.75}$.

4. **Formule de MANING-STRICKLER :**

$$C = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{1}{6}}$$

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I}$$

Avec :
— K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER $(m^{1/3}/s)$.
Cette formule est la plus utilisée pour le dimensionnement , pour toutes les formes géométriques pour des sections ouvertes diverses. Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h \frac{2}{3} \times S_m \times \sqrt{I}$$

Avec :
— Q : débit de dimensionnement (m^3/s) ;
— n : rugosité du canal ;
— S_m : section mouillée du canal en (m^2) ;
— I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).
— R_h : rayon hydraulique en (m)

La figure suivant donne les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de section de canaux :

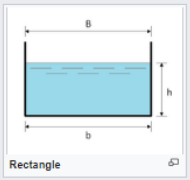
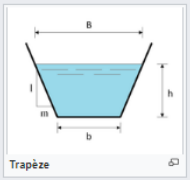
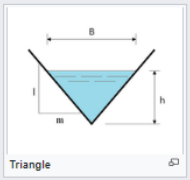
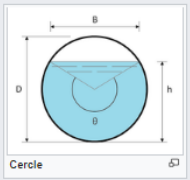
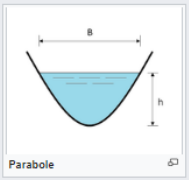
	 Rectangle	 Trapèze	 Triangle	 Cercle	 Parabole
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin\frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D-h)}$	$\frac{3}{2}\frac{S}{h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin\theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1+m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta \cdot D$	$B + \frac{8}{3}\frac{h^2}{B}$ [3]
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b+2h}$	$\frac{(b+mh)\cdot h}{b+2h\cdot\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\cdot\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4}\left[1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2B^2h}{3B^2+8h^2}$ [3]
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 5.2 – Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000)

5.4 Choix des variantes d'aménagement :

La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis une pente uniforme pour chaque tronçon.

5.4.1 Le coefficient de rugosité :

La rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée dans le tableau **5.2** :

TABLE 5.2 – Les valeurs du coefficient de rugosité 'n', (Chen et Cotton, 1986)

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton.	0.013
Canal en terre	0.022
Canal en terre	0.025
Canal en Gabion.	0.030

Marge de sécurité dans les canaux (Revanche) :

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement. C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, ... etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications **(Lencastre, 2008)**.

TABLE 5.3 – Revanches utilisées (Degoutte, 2012)

Débit (m^3/s)	$Q < 0.75$	$0.75 < Q < 1.5$	$1.5 < Q < 1.8$	$Q < 8.5$
Revanche (m)	0.45	0.6	0.75	0.9

Vitesse d'érosion :

Afin éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolides sont données dans le tableau ci-dessous **(Degoutte, 2012)**.

TABLE 5.4 – Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés (Degoutte, 2012).

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

5.5 Solutions d'aménagement des villes situées le long de l'oued Agrioune :

Comme on a déjà défini les zones submersibles tout au long de l'oued Agrioune et qui sont : Kherrata, Bordj Mira, Derguina, Iremanen et Souk El Tenine. ‘

On a pris deux prototypes à aménager.

Les solutions pour réduire le risque inondations sur les zones à enjeux actuellement inondables sont de 3 types :

— La réalisation de digues protégeant contre une crue de référence à choisir ;
— La réalisation d'un canal en béton de forme trapézoïdale ;
— La réalisation d'un canal en gabillon.

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau, et une description des variantes d'aménagement proposés pour pouvoir choisir la variante la plus adaptés d'un point de vue technico-économique.

— Une mesure visant à faciliter les interventions de sécurité civile en cas de crue et à réduire la vulnérabilité des personnes lors de la crue : planification des actions, alerte aux populations et scénario de crise ;
— Une mesure d'ordre technique en maîtrisant la phase de submersion de la digue pour éviter la genèse d'une « vague » lors de cette phase.

5.5.1 Canal en béton armé :

Cette variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé.

Pour le fruit de talus, nous choisissons m = 1 pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45 ° sur le terrain. Un canal en béton présente :

— Une durée de vie plus importante ;
— Une forme étroite bien adoptée à la ville ;
— Les meilleures caractéristiques hydrauliques ;
— Une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

La simulation de ces canaux se fait à l'aide du logiciel FLOW MASTER dont à travers ce dernier nous déterminons les caractéristiques de notre canal ; puis on le simule sur HECRAS.

5.5.2 Canal en gabillon :

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont 2.0×1.0×0.5 et 2.0×1.0×1.0 . Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

Avantages des structures en gabion :

— Flexibilité des ouvrages, la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements ;
— Facilité de mise en œuvre, certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples ;
— Possibilité de réaliser des ouvrages totalement déversants bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

La figure **5.3** représente une coupe en travers d'un canal en gabion :

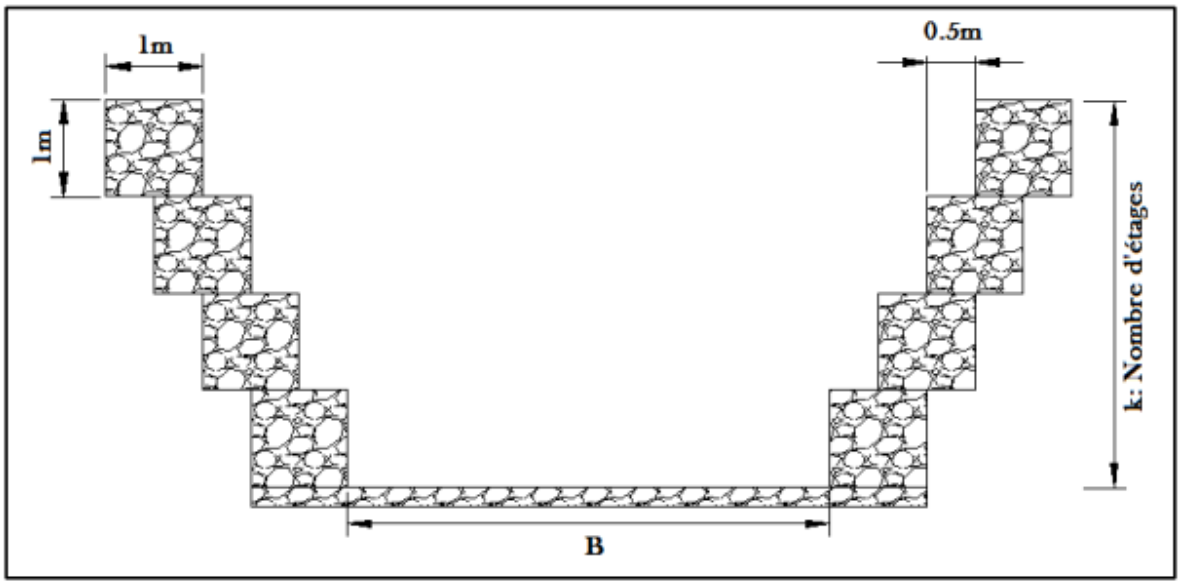


FIGURE 5.3 – Coupe en travers d'un canal en gabion.

les caractéristiques d'une section gabionnée sont les suivantes :

1. **Section** S_m (m^2) **:**
$$S_m = 0.5k\,(k-1) + bk$$
2. **Périmètre** P_m (m) **:**
$$P_m = b + 3k - 1$$
3. **Rayon hydraulique** R_h (m) **:**
$$R_h = \frac{0.5k\,(k-1) + bk}{b + 3k - 1}$$

Avec K est le nombre d'étages.

On fixe la largeur de la base puis on calcule le nombre d'étage qui peut évacuer le débit de crue.

5.5.3 Les digues protégeant contre une crue de référence à choisir :

La protection contre les inondations des zones bâties demande la réalisation de digues calés à une cote de référence à fixer.

De manière générale, le long de l'oued Agrioun, une protection contre une crue centennale exige des hauteurs de digues de l'ordre de 2.50 mètres mais localement, les hauteurs peuvent dépasser 3 mètres. Par rapport aux cotes atteintes pour une crue centennale, celles de la crue de 2003 sont inférieures de 50 cm à 1 mètre en général mais de 2 mètres à Souk El Ténine.

Qu'est-ce (ou n'est pas) une digue de protection ?

Une digue est un ouvrage construit dans le lit majeur de la rivière en vue d'assurer une certaine protection contre les inondations (empêche l'eau de venir quelque part). Une digue est un ouvrage en élévation par rapport au niveau du terrain naturel. Les simples ouvrages de protection des talus de berge (murs maçonnés, revêtement en enrochements ou par dalles) qui ne dépassent pas le sommet de la berge naturelle ne sont pas des digues.

Typologie des endiguements par mode de réalisation :

- Digues en terre (en remblai) ;
- Digues type poids (en maçonnerie ou béton) ;
- Digues mixtes (partie remblai, partie poids ou rigide) ;

Critères d'évaluation de la variante d'aménagement :

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

- **Efficacité hydraulique** : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures ;
- **Difficultés de réalisation :** correspond au degré de difficulté de la réalisation technique ;
- **Enjeux environnementaux :** ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuels ;
- **Durabilité :** correspond à la durée de vie de l'aménagement ;
- **Entretien :** correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires ;
- **Coût :** correspond à l'appréciation du coût de construction.

5.6 Aménagement proposé sur le territoire de la commune de kherrata :

Les zones inondées sont les suivantes :

— Les bâtiments situées à l'entrée des bourges de kherrata qui s'agissent d'habitations et d'ateliers d'artisanat et de commerce, ainsi que le complexe sportif (salle omnisports et terrain extérieur) ;
— Les deux rives en aval immédiat du pont de Kherrata sont inondables ; elles présentent toutes deux des enjeux : bâti, supermarché.

5.6.1 Première variante : Canal en béton armé.

La première variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé.

On détermine à partir de RAS MAPPER, on a déterminé la profondeur normal qui est de 2.81 m. Ce trançon s'étend sur un linéaire de 2615.32 m.

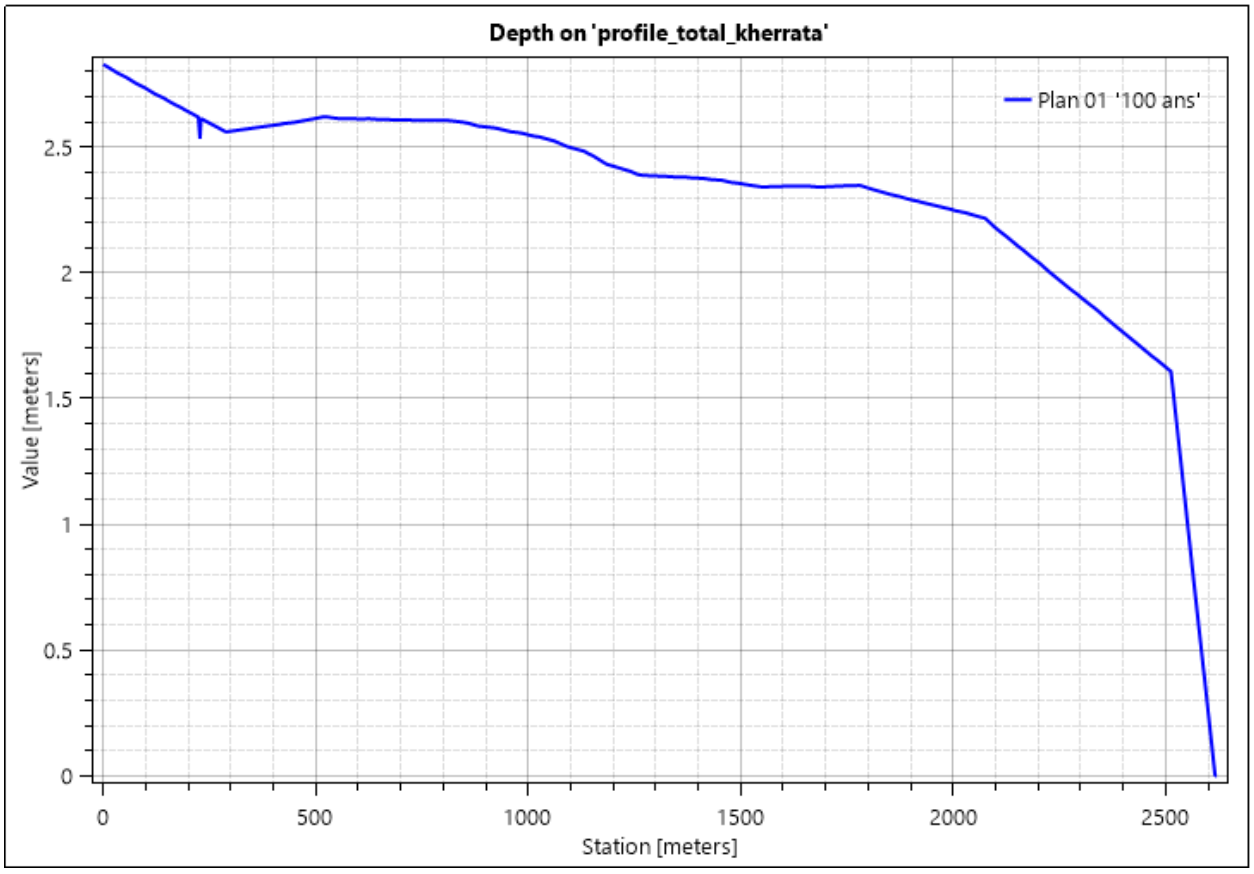


FIGURE 5.4 – La profondeur normal du trançon de Kherrata.

Dimensionnement :

Le calcul des caractéristiques du canal est fait à l'aide du logiciel FLOW MASTER,

Les résultats du calcul hydraulique du canal trapézoïdal sont présentés ci-dessous :

TABLE 5.5 – Dimensions de l'aménagement du tronçon de Kherrata (canal en béton armé).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivé	Longueur (m)	Pente du projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond (m)	La largeur au miroir (m)	Hauteur du canal (m)
Kherrata	87757	78878	2615.23	0.0025	1	28.26	37.92	4.83

Les dimensions du canal sont représentés par la figure **5.5** :

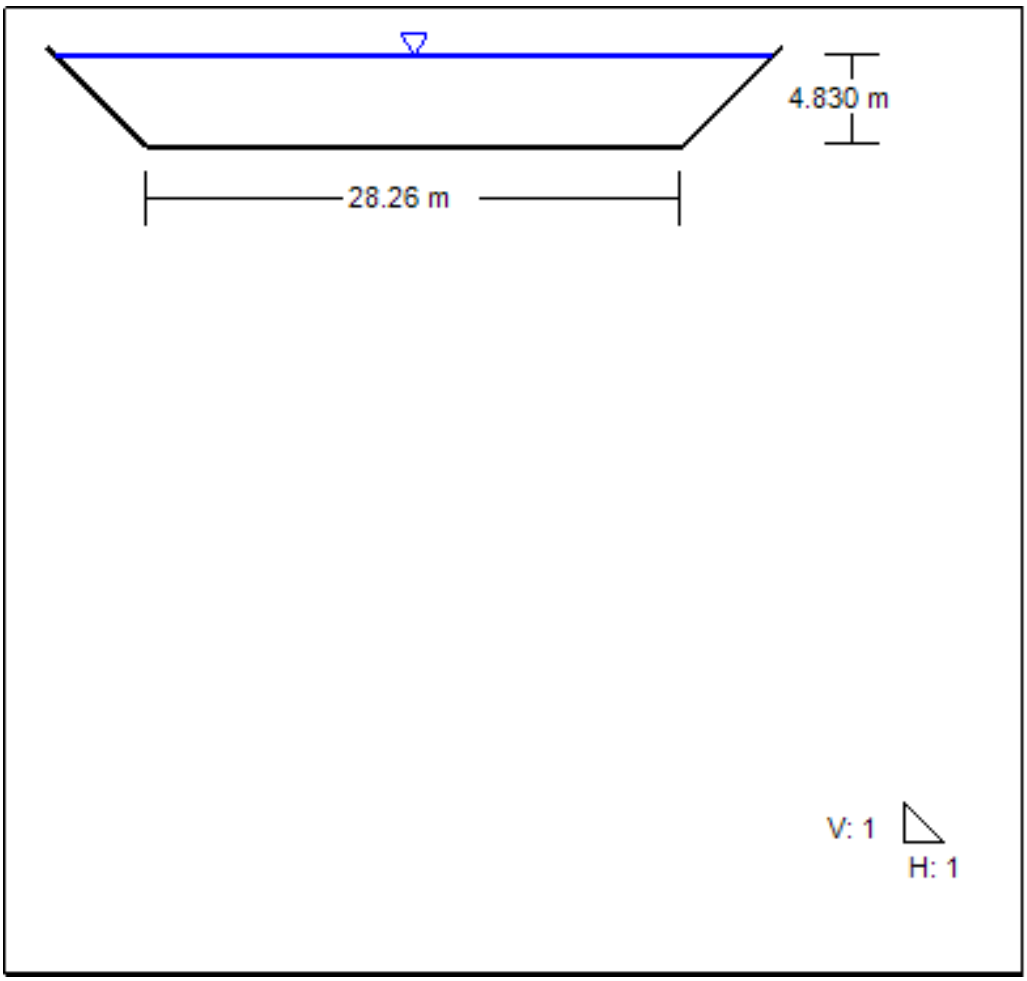


FIGURE 5.5 – Les dimensions du canal trapézoïdale du tronçon à aménager de Kherrata.

Paramètres d'écoulement :

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

TABLE 5.6 – Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapèzoidale en béton armé du trançon de kherrata (Source : HECRAS)

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)	(m^2)	(m)	
28	6.55	11.42	12.66	15.96	0.002504	9.44	158.85	37	1.46
27	6.3	11.17	12.41	15.71	0.002504	9.44	158.85	37	1.46
26	6.05	10.92	12.16	15.46	0.002504	9.44	158.86	37	1.46
25	5.8	10.67	11.91	15.21	0.002504	9.44	158.86	37	1.46
24	5.55	10.42	11.65	14.96	0.002502	9.44	158.89	37	1.45
23	5.3	10.17	11.4	14.71	0.002502	9.44	158.89	37	1.45
22	5.05	9.92	11.15	14.46	0.002501	9.44	158.92	37	1.45
21	4.8	9.67	10.9	14.21	0.002501	9.44	158.92	37	1.45
20	4.55	9.42	10.65	13.96	0.002499	9.44	158.95	37.01	1.45
19	4.3	9.17	10.4	13.71	0.002499	9.44	158.96	37.01	1.45
18	4.05	8.92	10.15	13.46	0.002497	9.43	159	37.01	1.45
17	3.8	8.67	9.9	13.2	0.002497	9.43	159	37.01	1.45
16	3.55	8.42	9.65	12.95	0.002497	9.43	159.01	37.01	1.45
15	3.29	8.17	9.4	12.7	0.002494	9.43	159.06	37.01	1.45
14	3.04	7.92	9.15	12.45	0.002494	9.43	159.08	37.01	1.45
13	2.79	7.67	8.9	12.2	0.002491	9.43	159.14	37.02	1.45
12	2.54	7.42	8.65	11.95	0.002489	9.42	159.17	37.02	1.45
11	2.29	7.17	8.4	11.69	0.002486	9.42	159.24	37.02	1.45
10	2.04	6.92	8.15	11.44	0.002484	9.42	159.29	37.02	1.45
9	1.79	6.67	7.9	11.19	0.002486	9.42	159.25	37.02	1.45
8	1.54	6.42	7.65	10.94	0.002483	9.42	159.3	37.02	1.45
7	1.29	6.17	7.4	10.69	0.002486	9.42	159.23	37.02	1.45
6	1.04	5.92	7.15	10.44	0.002484	9.42	159.29	37.02	1.45
5	0.79	5.67	6.9	10.19	0.002481	9.41	159.34	37.02	1.45
4	0.54	5.42	6.65	9.94	0.002485	9.42	159.27	37.02	1.45
3	0.29	5.17	6.4	9.69	0.002482	9.41	159.33	37.02	1.45
2	0.04	4.92	6.14	9.44	0.002484	9.42	159.28	37.02	1.45
1	0	4.88	6.11	9.4	0.002484	9.42	159.29	37.02	1.45

— **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 ;
— **Froude chl :** Nombre de Froude ;
— **E.G slope :** Pente de la ligne d'énergie.

Interprétation :

Nous remarquons selon le nombre de Froude que le régime d'écoulement est Torrentiel Fr>1, et que la vitesse d'écoulement ne dépasse pas 10m/s donc le béton ne s'érode pas. Le périmètre mouillé est de 37.02 m au maximum. De point de vue technique, le canal trapézoïdale en béton armé assure une bonne protection.

Les section en travers :

Pour une crue centennale de 1500 m^3/s, nous remarquons que notre canal assure une protection et que l'eau ne déborde pas.

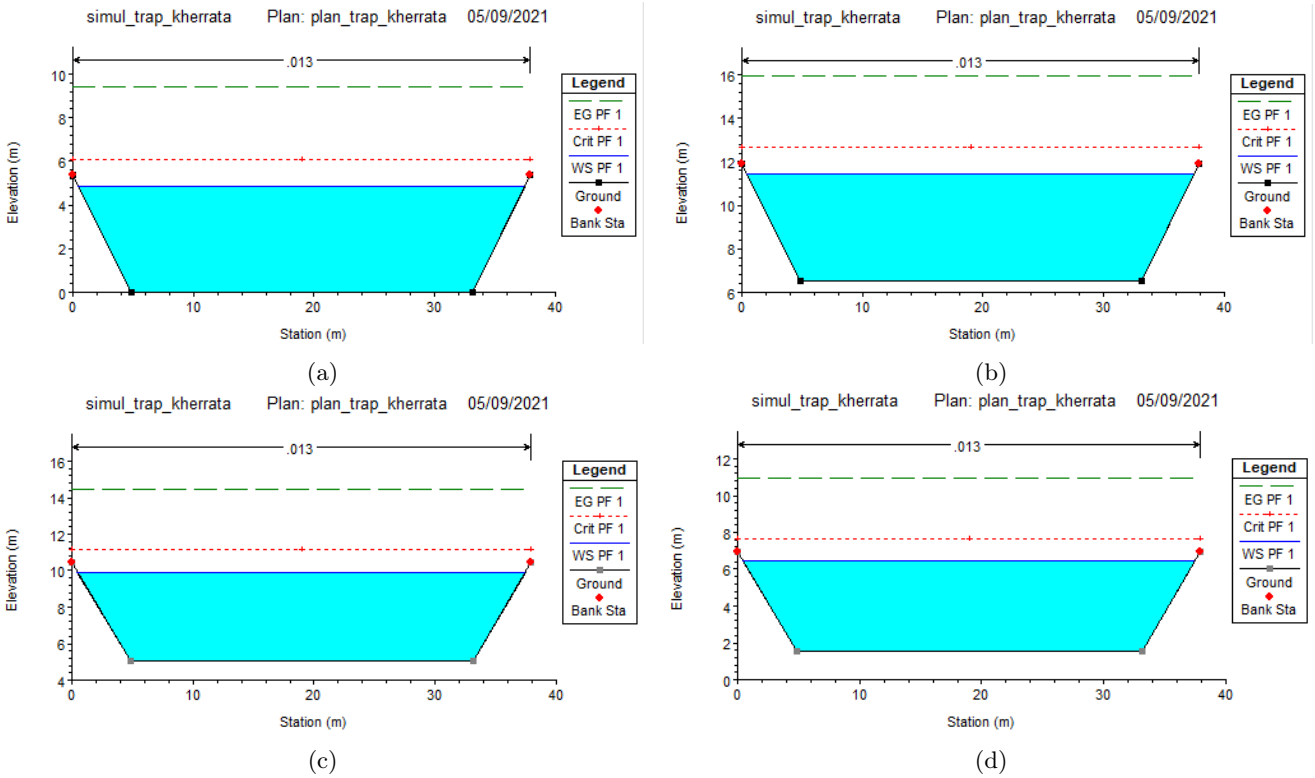


FIGURE 5.6 – Profiles en travers d'un canal trapézoidale pour une crue centennale pour le trançon de Kherrata.

Estimation du coût de la variante :

Devis de la variante canal en béton armé est déterminé à partir des quantités des terrassements et des volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS et une épaisseur de 15 cm pour le béton Armé. Pour le béton de propreté on prend une épaisseur de $2cm$.

TABLE 5.7 – Devis de la variante canal en béton armé pour le trançon de Kherrata.

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Térassement	Déblais	m^3	394210.08	250	98552520
	Remblais	m^3	13338619.94	700	9337033958
Béton de propreté		m^3	1119.096	8000	8952768
Béton dosé à 350 Kg/m3		m^3	22797.18233	32000	729509834.5
Montant total					10174049080

Conclusion :

Malgré que cette variante assure une bonne protection et elle est plus rentable hydraulqiuement, ça reste difficile à réaliser et son coût est très élevé sachant qu'il est calculé sans tenir compte de la démolition des centres urbains.

5.6.2 Deuxième variante : Canal en gabillon

Dimensionnement :

Afin de dimensionner ce canal, nous avons supposé la largeur du canal b(m), tel que b= 61.105 m, le coéfficient de Maning n= 0.03 pour les gabions ainsi la pente du canal I= 0.003 , puis on a calculé le nombre des caisses K pour un débit centennale de Q =1500 m^3/s.

Le tableau **5.8** résume les résultats de calcules pour différents scénarios :

TABLE 5.8 – Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné du trançon de Kherrata.

k(caisses)	Q	S	P	R
10	4499.542	656.05	90.105	7.281
9	3812.168	585.945	87.105	6.727
8	3165.811	516.84	84.105	6.145
7	2562.856	448.735	81.105	5.533
6	2006.277	381.63	78.105	4.886
5	1499.857	315.525	75.105	4.201
4	1048.522	250.42	72.105	3.473
3	658.940	186.315	69.105	2.696
2	340.690	123.21	66.105	1.864
1	109.192	61.105	63.105	0.968
0	0.000	0	60.105	0.000

Pour notre cas, on peut prendre un canal de 5 caisses qui nous assure un débit de 1500 m^3/s avec une revanche de 1 m, ou bien prendre un canal de 6 caisses qui nous assure un débit supérieur au débit de dimensionnement.

Paramètres d'écoulement :

On les résume ci-dessous :

TABLE 5.9 – Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal gabionné du trançon de kherrata (Source : HECRAS)

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)	(m^2)	(m)	
28	6.5	11.97	10.54	13	0.002486	4.51	332.85	63.61	0.63
27	6.25	11.72		12.76	0.002485	4.51	332.87	63.61	0.63
26	6	11.47		12.51	0.002487	4.51	332.82	63.61	0.63
25	5.75	11.22		12.26	0.002486	4.51	332.85	63.61	0.63
24	5.51	10.97		12.01	0.002487	4.51	332.79	63.61	0.63
23	5.26	10.73		11.76	0.002487	4.51	332.81	63.61	0.63
22	5.01	10.48		11.51	0.002489	4.51	332.72	63.61	0.63
21	4.76	10.23		11.26	0.002489	4.51	332.73	63.61	0.63
20	4.51	9.98		11.01	0.002491	4.51	332.65	63.61	0.63
19	4.26	9.73		10.77	0.002491	4.51	332.64	63.61	0.63
18	4.02	9.48		10.52	0.002494	4.51	332.5	63.61	0.63
17	3.77	9.23		10.27	0.002495	4.51	332.46	63.61	0.63
16	3.52	8.98		10.02	0.002496	4.51	332.4	63.61	0.63
15	3.27	8.73		9.77	0.0025	4.51	332.23	63.61	0.63
14	3.02	8.48		9.52	0.002503	4.52	332.11	63.61	0.63
13	2.77	8.23		9.27	0.002509	4.52	331.86	63.61	0.63
12	2.52	7.97		9.02	0.002515	4.52	331.6	63.61	0.63
11	2.28	7.72		8.76	0.002525	4.53	331.21	63.61	0.63
10	2.03	7.46		8.51	0.002534	4.53	330.81	63.61	0.63
9	1.78	7.21		8.26	0.002549	4.54	330.2	63.61	0.64
8	1.53	6.95		8	0.002566	4.55	329.51	63.61	0.64
7	1.28	6.68		7.74	0.002593	4.57	328.41	63.61	0.64
6	1.03	6.41		7.48	0.002626	4.59	327.11	63.61	0.65
5	0.78	6.13		7.22	0.00267	4.61	325.37	63.61	0.65
4	0.53	5.85		6.95	0.002738	4.65	322.79	63.61	0.66
3	0.29	5.54		6.67	0.002839	4.7	319.11	63.61	0.67
2	0.04	5.2		6.37	0.003005	4.79	313.4	63.61	0.69
1	0	5.15	4.04	6.32	0.003	4.8	312.47	63.61	0.69

Interprétation :

Nous remarquons selon le nombre de Froude que le régime d'écoulement est Fluvial Fr <1, et que la vitesse d'écoulement ne dépasse pas 6 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un gabion. Le périmètre mouillé est de 63.61 m au maximum. De point de vue technique, le canal gabionné assure une bonne protection.

Section en travers :

Pour une crue centennale de 1500 m^3/s, nous remarquons que notre canal assure une protection et que l'eau ne déborde pas. Les sections sont représentées par la **6.7** :

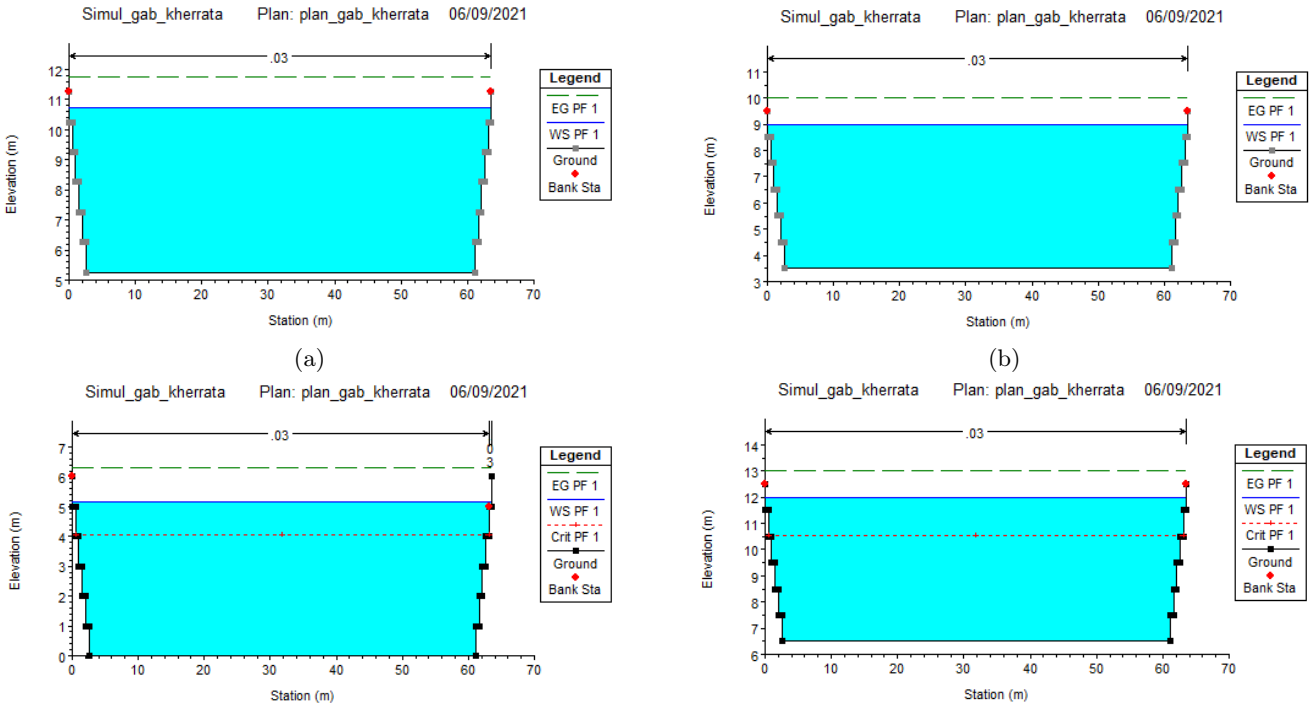


FIGURE 5.7 – Profiles en travers d' un canal gabionné pour une crue centennale pour le trançon de Kherrata .

Estimation du coût de la variante :

Le tableau **5.10** résume le coût de réalisation d'un canal en gabion sur le trançon de Kherrata

TABLE 5.10 – Devis de la variante canal en gabion pour le trançon de Kherrata.

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Térassement	Déblais	m^3	619155.7025	250	117191250
	Remblais	m^3	2811372.25	700	1489950000
Gabillon		m^3	900	4500	41400000
Montant total					1648541250

Conclusion :

Cette variante assure une bonne protection pour notre trançon, à un prix minimal en comparant avec le canal trapézoïdale. On étudiera une troisième variante afin de décider quelle variante sera choisie pour la protection de cette zone.

5.6.3 Troisième variante : Les digues protégeant contre une crue de référence à choisir.

Le projet proposé prévoit l'emplacement de 3 endiguements sur les zones suivantes :

— La première digue s'étale sur un linéaire de 1200 mètres, à partir de l'extrémité amont du mur de clôture des usines au mur de clôture du terrain du complexe sportif (salle omnisports et terrain extérieur) qui a été construit à la fin des années 1990. Ce complexe a été inondé en 2003. Passant par la garre routière ainsi que la place du marché de Kherrata qui occupe la rive droite de l'oued Agrioun entre le complexe sportif et les deux ponts. Incluant quelques constructions sur la rive droite. Cet endiguement s'agit d'un seuil à gradins en gabions, d'une hauteur de 5 mètres .
— La deuxième digue est placée en rive gauche sur un linéaire de 440 mètres,d'une hauteur de 5 mètres, elle protège les constructions situées en rive gauche en incluant le lycée de Souman Mahmoud.
— La troisième digue consiste à protéger la rive gauche en aval immédiat du pont qui présente deux enjeux bâti, supermarché. L'endiguement est réalisé à sur 340 mètres et à une hauteur de 5 mètres.

Les simulation des endiguements sur HECRAS :

Afin de construire nos endiguements un modèle hydraulique unidimensionnel a été conçu avec le logiciel HECRAS 5.0.7.

— Sur le même terrain déjà conçu sur RAS MAPPER au chapitre précèdent (Modélisation de l'écoulement),on trace la géométrie de notre endiguement (Axe et bank lines et les sections en travers) prés des zones inondées afin de les protéger et arrêter le débordement de l'eau ;

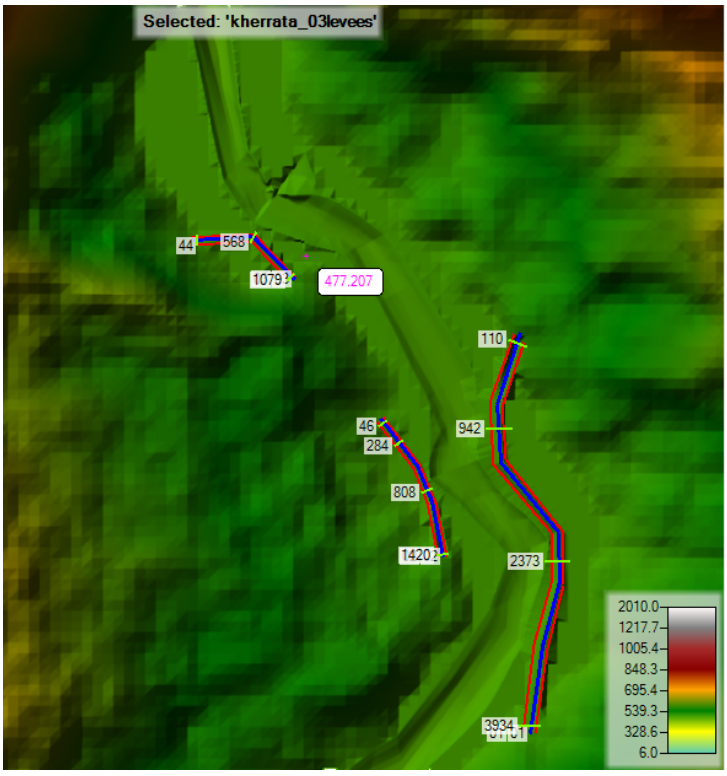


FIGURE 5.8 – Construction des de la géométrie des endiguements sur RAS MAPPER

— Après la définition des sections en travers, on fixe la hauteur de la crête ;
— On fusionne le térrain existant avec le nouveau térrain créé de l'endiguement ; Pour simplifier, seule une crue centennale a été modélisée Q = 1500 m^2/s

Les résultats de simulation :

A partir des résultats de simulation d'HECRAS, on a pu établir une carte des zones inondables, dont les limites des zones inondées par une crue centennale ont été dessinées la carte déjà établie . Puis, on a réalisé une carte après l'aménagement des zones submersibles avec endiguement.

La figure **6.9** montre une comparaison des zones inondées avant et après aménagement :

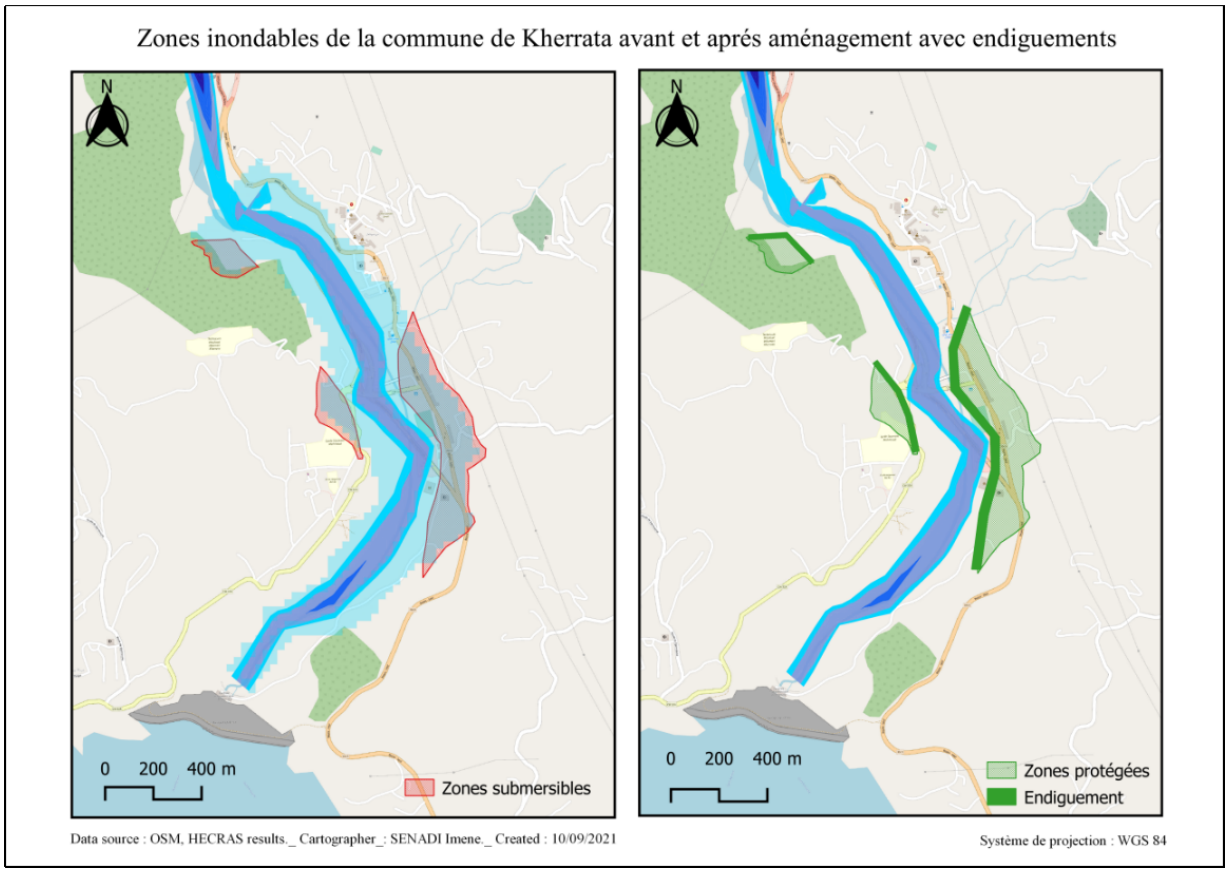
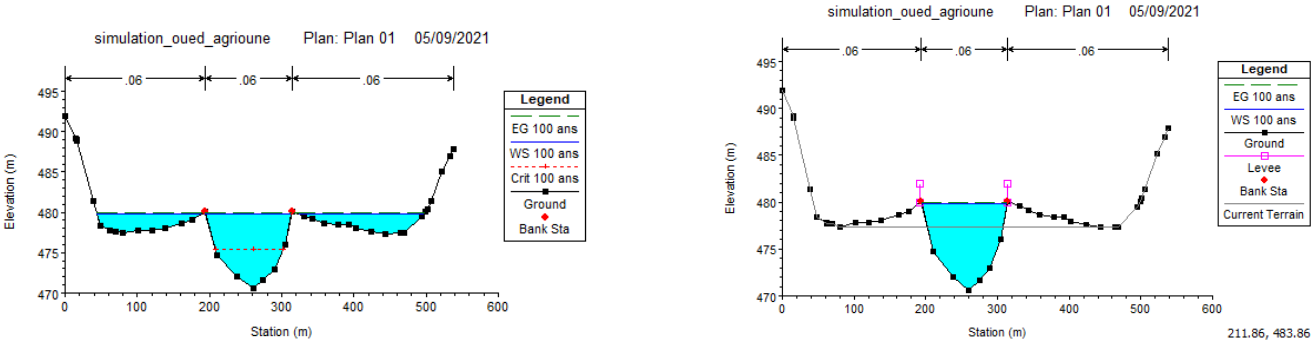


FIGURE 5.9 – Carte des zones inondables du trançon de la commune de Kherrata avant et après aménagement.

Interprétation :

Nous remarquons qu'après l'aménagement avec endiguement des zones submersibles du trançon de la commune de kherrata, les endiguements ont assuré une bonne protection de ces dernières ; dont l'eau ne se déborde plus.



(a) Sans levée (b) Avec levée

FIGURE 5.10 – Vue d'une section en travers avant et après l'insertion d'une levée

Pour bien visualiser, nous prenons l'exemple d'une section en travers de l'oued avant et après l'insertion d'une levée.

Nous déduisons que les endiguements participe à la stabilisation du régime fluvial cour d'eau ; dont lorsque des digues sont définies, l'eau ne peut pas aller à gauche de la station de la digue gauche ou à droite de la station de la digue droite jusqu'à ce que l'élévation de la digue correspondante soit dépassée.

Dimensionnement de la levée :

On a propose une levée homogène, dont le dimensionnement a été déterminé par des formules empiriques simple.

1. On a pris une longueur $H = 5m$.
2. **La largeur de la crête :**
   On a calculé la largeur de la crête par les deux formules les plus utilisées :
   — **Formule de KNAPPEN :**
   $$L_c = 1.65 \times \sqrt{H_d}$$
   Avec :
   — H_d : Hauteur de la levée en (m) ;
   — L_c : largeur en crête de la levée en (m).
   — **Formule de PRESSE :**
   $$L_c = 1,1 \times \sqrt{Hd} + 1$$
3. **Largeur en fondation :** La digue étant de forme trapézoïdale la largeur en base est donnée par l'équation suivante :
   $$L_f = L_c + ((m + m') \times Hd)$$
   Avec :
   — L_c : largeur en crête de la digue (m) ;
   — m : Fruit de berge amont ;
   — m' : Fruit de berge aval ;
   — H_d= hauteur de la digue (m).
4. **Pentes des talus de la levée :** Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Les pentes ont été fixées en tenant compte des caractéristiques géotechniques et de la nature des matériaux de construction de la levée.
   Le choix des valeurs des pentes de talus selon la norme de l'ex URSS pour une digue de hauteur H $<$ 5m, On prend
   — Pente du talus amont : m = 1/2 ;
   — Pente du talus amont : m' = 2/3 ;

Les résultats de la géométrie sont montrés dans le tableau **5.11** :

TABLE 5.11 – Géométrie de l'endiguement.

Hauteur de la levée (m)		4.38
Hauteur de la lévée + revanche (m)		5
Largeur de la crête		4
Largeur du fond		22
Pente du talus	Amont	1/2
	Aval	2/3

La géométrie de la levée homogène étudiée est schématisée sur la figure **5.11** :

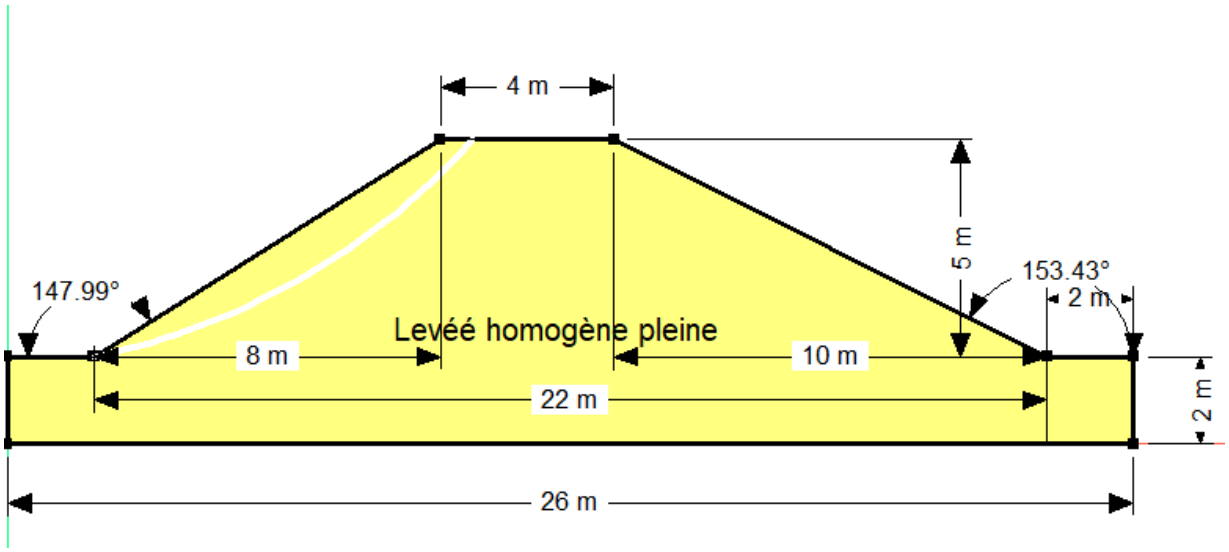


FIGURE 5.11 – Géométrie de la levée.

Estimation du coût de la variante :

Le coût de réalisation des trois endiguements de la commune de Kherrata est montré dans le tableau **5.12** :

TABLE 5.12 – Devis de la variante d'endiguement pour le trançon de la commune de Kherrata.

Désignations des travaux	Endiguement	Longueur	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Terrassement (Remblais)	1	1200	m^3	18000	700	12600000
	2	440	m^3	6600		4620000
	3	340	m^3	5100		3570000
Montant total						20790000

Conclusion :

Sur le trançon de la commune de Kherrata , l'endiguement peut être réalisé en gabions ou en béton. On réservera la technique de la digue en remblai renforcé en enrochement .

Le canal en béton est économiquement moins avantageux et plus difficile à mettre en œuvre (milieu humide, irrégularité des fonds). Il est par contre plus imperméable. Le mur en gabions paraît cependant bien approprié compte tenu des faibles exigences sur la perméabilité et des expériences déjà acquises localement.

Le niveau de sécurité du dispositif est à analyser avec attention. Si la digue conduit à réduire les risques lorsque la crue n'a pas atteint la cote de submersion de l'aménagement, elle peut engendrer des dommages supérieurs en cas de rupture ou de submersion soudaine.

Une mesure d'ordre réglementaire en stabilisant voire réduisant la vulnérabilité des personnes et des biens derrière la digue : prescriptions pour l'urbanisation future, maîtrise du développement de la zone.

5.7 Aménagement proposé sur le territoire de Deux Fontaines et de la commune de Souk El Ténine :

Les zones inondables sont :

Au niveau d'Iremanen (Deux Fontaines) :

— La zone comprend des habitations et en amont un espace colonisé par des activités non officiellement autorisées ;
— La route nationale est inondable en crue centennale. En 1957, l'eau est passée de l'autre côté de la route et a inondé les habitations. La zone concernée a un linéaire de 400 mètres.

Au niveau de Souk El Ténine :

— En 2003, les secteurs situés à l'aval du pont de fer ont été inondés. Une crue centennale génère des hauteurs d'eau 1,5 mètres supérieurs à 2003. Les inondations intéressent 600 mètres urbanisés en rives droite et gauche (1200 mètres cumulés) ;
— L'hôtel SAF SAF dans la partie amont du pont de fer est également inondable ;
— Le champ captant de Souk El Tenine.

5.7.1 Première variante : Canal en béton armé.

On détermine à partir de RAS MAPPER, on a déterminé la profondeur normal qui est de 10.67 m. Ce trançon s'étend sur un linéaire de 4534.42 m.

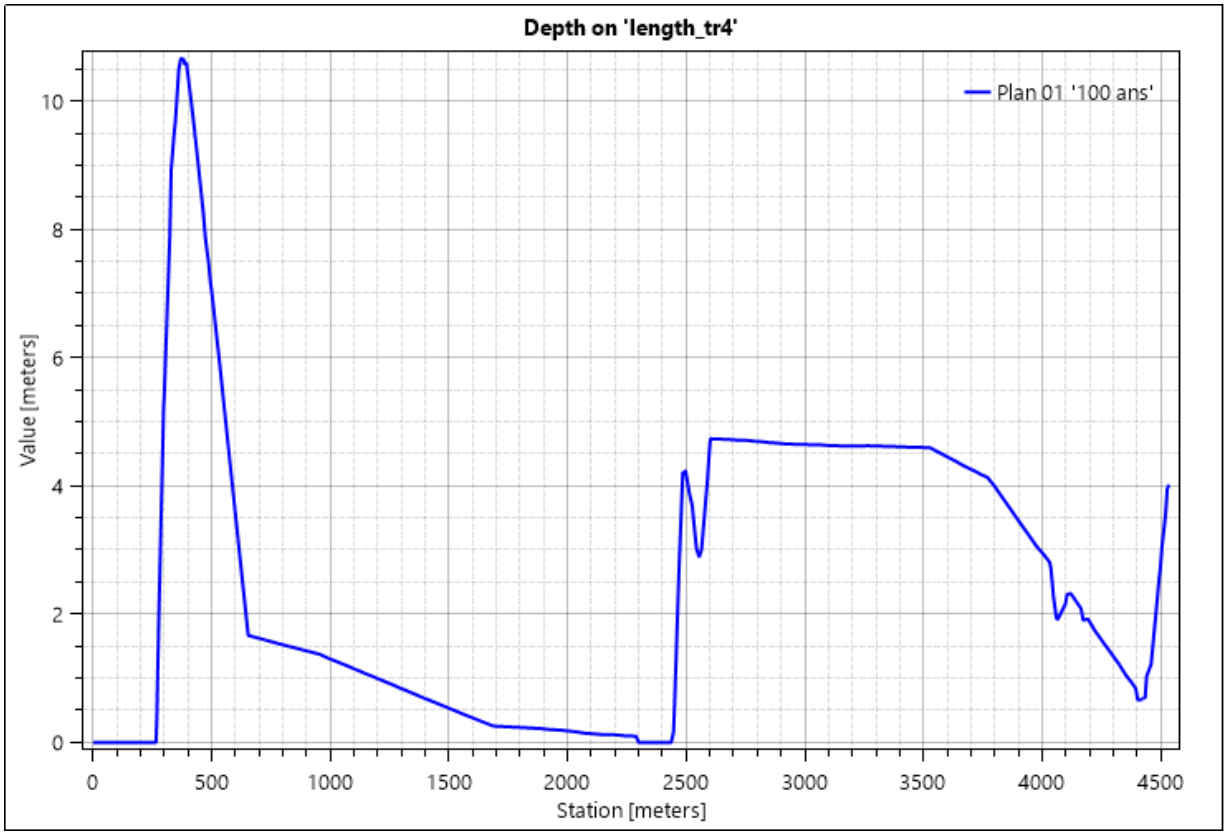


FIGURE 5.12 – La profondeur normal du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine.

Dimensionnement :

Le calcul des caractéristiques du canal est fait à l'aide du logiciel FLOW MASTER,

Les résultats du calcul hydraulique du canal trapézoïdal sont présentés ci-dessous :

TABLE 5.13 – Dimensions de l'aménagement d'Iremanen et Souk El Tenine.

Trançon	Section départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente du projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond (m)	Largeur au miroire (m)	Hauteur du canal (m)
set	19327	4923	4534.42	0.001	0.66	22.63	32.57	7.53

Les dimensions du canal sont représentés par la figure suivante :

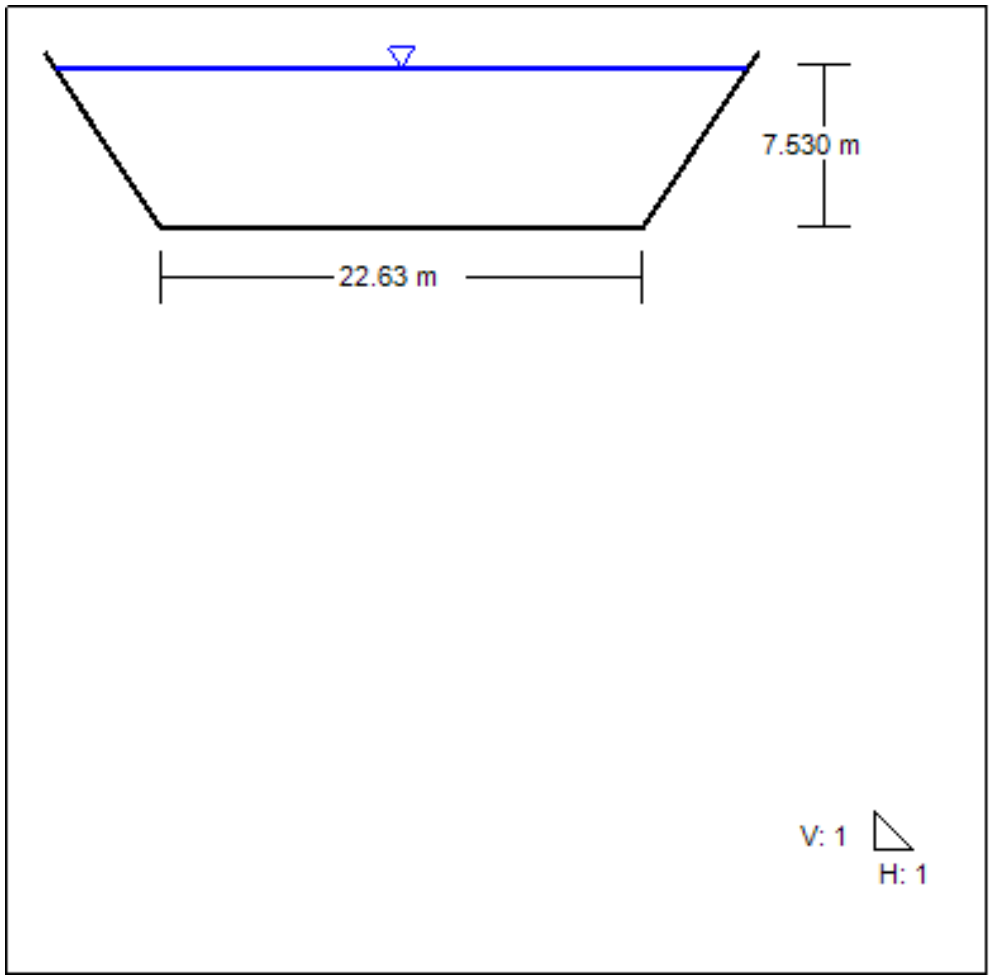


FIGURE 5.13 – Forme du canal trapézoïdale pour le trançon d'Iremanen et Souk El Ténine.

Paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont représentés dans le tableau **5.14** :

TABLE 5.14 – Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoidale du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine (Source : HECRAS)

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)	(m^2)	(m)	
21	4	11.66	11.16	14.32	0.000994	7.23	207.56	31.56	0.9
20	3.8	11.46	10.96	14.12	0.000994	7.23	207.59	31.56	0.9
19	3.6	11.26	10.76	13.92	0.000993	7.22	207.63	31.56	0.9
18	3.4	11.06	10.56	13.72	0.000993	7.22	207.68	31.56	0.9
17	3.2	10.87	10.36	13.52	0.000992	7.22	207.73	31.56	0.9
16	3	10.67	10.16	13.33	0.000991	7.22	207.78	31.57	0.9
15	2.8	10.47	9.96	13.13	0.000991	7.22	207.85	31.57	0.9
14	2.6	10.27	9.76	12.93	0.00099	7.21	207.91	31.57	0.9
13	2.4	10.07	9.56	12.73	0.000989	7.21	207.98	31.57	0.9
12	2.2	9.88	9.36	12.53	0.000988	7.21	208.06	31.58	0.9
11	2	9.68	9.16	12.33	0.000987	7.21	208.14	31.58	0.9
10	1.8	9.48	8.97	12.13	0.000985	7.2	208.23	31.58	0.9
9	1.6	9.29	8.77	11.93	0.000983	7.2	208.38	31.59	0.89
8	1.4	9.09	8.57	11.73	0.000981	7.19	208.54	31.59	0.89
7	1.2	8.9	8.37	11.53	0.000979	7.19	208.72	31.6	0.89
6	1	8.71	8.17	11.33	0.000976	7.18	208.97	31.61	0.89
5	0.8	8.51	7.97	11.13	0.000972	7.17	209.25	31.62	0.89
4	0.6	8.32	7.77	10.94	0.000968	7.16	209.57	31.63	0.89
3	0.4	8.14	7.57	10.74	0.000962	7.14	210	31.65	0.89
2	0.2	7.95	7.37	10.54	0.000956	7.13	210.48	31.66	0.88
1	0	7.17	7.17	10.28	0.001237	7.8	192.2	30.98	1

Interprétation :

Nous remarquons selon le nombre de Froude que le régime d'écoulement est Fluvial Fr <1, puis passera en régime critique Fr=1, et que la vitesse d'écoulement ne dépasse pas 8 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un canal en béton . Le périmètre mouillé est de 31.59 m au maximum.

De point de vue technique, le canal de forme trapézoïdale en béton armé assure une bonne protection.

Les sections en travers :

Pour une crue centennale de 1500 m^3/s, nous remarquons que notre canal assure une protection et que l'eau ne déborde pas.

La figure **5.14** montre quelque sections aménagées avec un canal en béton.

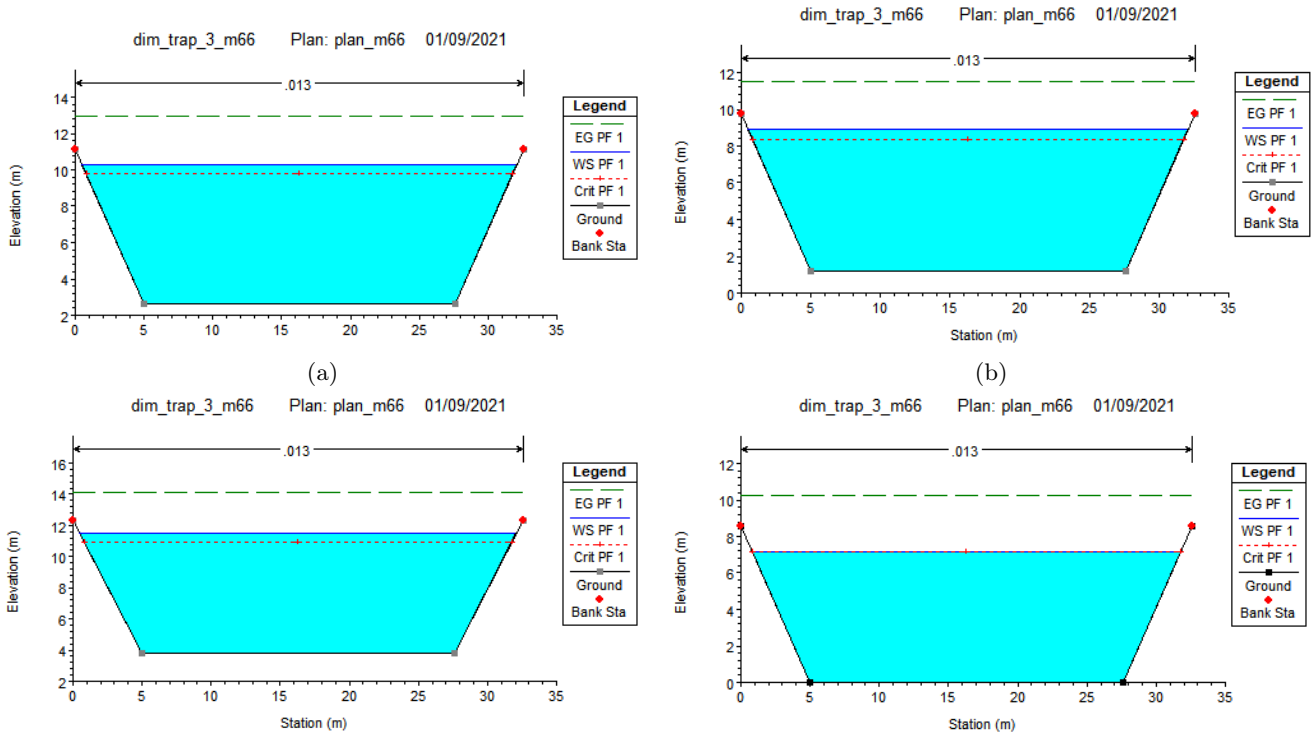


FIGURE 5.14 – Profiles en travers d'un canal trapézoidale d'une crue 100ans pour le trançon d'Iremanen et SET

Estimation du coût de la variante : Le tableau **5.15** résume le coût de réalisation d'un canal en béton sur le trançon de d'Iremanen et Souk El Tenine.

TABLE 5.15 – Devis de la variante (canal en gabion) du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine.

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Térassement	Déblais	m^3	177135	250	44283750
	Remblais	m^3	4590000	700	3213000000
Béton de propreté		m^3	825	8000	6600000
Béton dosé à 350 Kg/m3		m^3	10636.83503	32000	340378721.1
Montant total					3604262471

Conclusion

Malgré que cette variante assure une bonne protection et elle est plus rentable hydraulqiuement, ça reste difficile à réaliser et son coût est très élevé sachant qu'il est calculé sans tenir compte de la démolition des centres urbains.

5.7.2 Deuxième variante : Canal en gabillon.

Afin de dimensionner ce canal, nous avons supposé la largeur du canal b(m), tel que le coéfficient de Maning n= 0.03 pour les gabions ainsi la pente du canal I= 0.001 , puis on a calculé le nombre des caisses K pour un débit centennale de Q=1500 m^3/s.

Le tableau **5.16**t résume les résultats de calcules pour différents scénarios.

TABLE 5.16 – Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné du trançon de Iremanen et Souk El Tenine.

k(caisses)	Q	S	P	R
10	2756.890	690	93.5	7.380
9	2335.258	616.5	90.5	6.812
8	1938.823	544	87.5	6.217
7	1569.076	472.5	84.5	5.592
6	1227.864	402	81.5	4.933
5	917.526	332.5	78.5	4.236
4	641.092	264	75.5	3.497
3	402.647	196.5	72.5	2.710
2	208.031	130	69.5	1.871
1	66.619	64.5	66.5	0.970
0	0.000	0	63.5	0.000

Pour notre cas, on peut prendre un canal de 7 caisses qui nous assure un débit supérieur au débit de dimensionnement.

Paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont représentés dans le tableau **5.17** :

TABLE 5.17 – Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal gabionné du trançon d'Iremanen + Souk El Tenine, Source : HECRAS)

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)	
32	4.53	11.34		11.89	0.000999	3.27	459.21	70.5	0.41
31	4.38	11.19		11.74	0.000999	3.27	459.22	70.5	0.41
30	4.23	11.04		11.59	0.000999	3.27	459.23	70.5	0.41
29	4.08	10.89		11.44	0.000999	3.27	459.24	70.5	0.41
28	3.93	10.74		11.29	0.000999	3.27	459.17	70.5	0.41
27	3.78	10.59		11.14	0.000999	3.27	459.17	70.5	0.41
26	3.63	10.44		10.99	0.000999	3.27	459.18	70.5	0.41
25	3.48	10.29		10.84	0.000999	3.27	459.18	70.5	0.41
24	3.33	10.14		10.69	0.000999	3.27	459.21	70.5	0.41
23	3.18	9.99		10.54	0.000999	3.27	459.22	70.5	0.41
22	3.03	9.84		10.39	0.000999	3.27	459.23	70.5	0.41
21	2.88	9.69		10.24	0.000999	3.27	459.16	70.5	0.41
20	2.73	9.54		10.09	0.000999	3.27	459.16	70.5	0.41
19	2.58	9.39		9.94	0.000999	3.27	459.16	70.5	0.41
18	2.43	9.24		9.79	0.000999	3.27	459.17	70.5	0.41
17	2.28	9.09		9.64	0.000999	3.27	459.17	70.5	0.41
16	2.13	8.94		9.49	0.000999	3.27	459.18	70.5	0.41
15	1.98	8.79		9.34	0.000999	3.27	459.18	70.5	0.41
14	1.83	8.64		9.19	0.001	3.27	459.11	70.5	0.41
13	1.68	8.49		9.04	0.001	3.27	459.11	70.5	0.41
12	1.53	8.34		8.89	0.001	3.27	459.11	70.5	0.41
11	1.38	8.19		8.74	0.001	3.27	459.13	70.5	0.41
10	1.23	8.04		8.59	0.001	3.27	459.13	70.5	0.41
9	1.08	7.89		8.44	0.001	3.27	459.13	70.5	0.41
8	0.93	7.74		8.29	0.001	3.27	459.05	70.5	0.41
7	0.78	7.59		8.14	0.001	3.27	459.05	70.5	0.41
6	0.63	7.44		7.99	0.001	3.27	459.04	70.5	0.41
5	0.48	7.29		7.84	0.001	3.27	459.03	70.5	0.41
4	0.33	7.14		7.69	0.001	3.27	459.03	70.5	0.41
3	0.18	6.99		7.54	0.001	3.27	459.02	70.5	0.41
2	0.03	6.84		7.39	0.001	3.27	459.01	70.5	0.41
1	0	6.81	3.77	7.35	0.001001	3.27	458.99	70.5	0.41

Interprétation :

Nous remarquons selon le nombre de Froude que le régime d'écoulement est Fluvial Fr <1, et que la vitesse d'écoulement est de V= 3.27 m/s,elle ne dépasse pas 6 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un gabion. Le périmètre mouillé est de 70.5 m au maximum.

Du point de vue technique, le canal gabionné assure une bonne protection pour ce trançon.

Section en travers :

Pour une crue centennale de 1500 m^3/s, nous remarquons que notre canal assure une protection et que l'eau ne déborde pas.

La figure suivante montre quelques section aménagées en gabion :

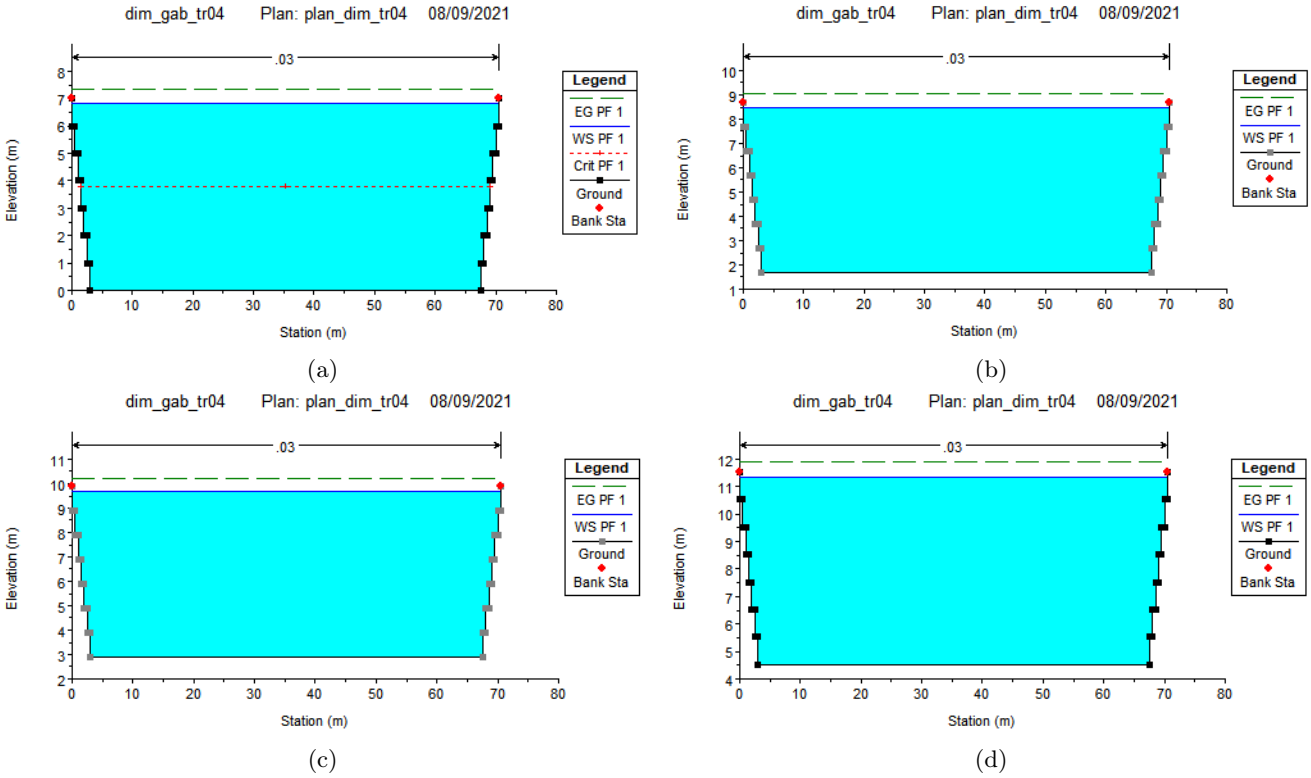


FIGURE 5.15 – Profiles en travers d'un canal en gabion pour une crue centennale pour le trançon d'Iremanen et SET .

Nous remarquons que l'eau ne déborde pas des deux limites du canal gabionné.

Estimation du coût de la variante :

Le tableau **5.18** résume le coût de réalisation d'un canal en gabion sur le trançon de d'Iremanen et Souk El Tenine.

TABLE 5.18 – Devis de la variante (canal en gabion) du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine.

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Térassement	Déblais	m^3	1751250	250	437812500
	Remblais	m^3	1440000	700	1008000000
Gabillons		m^3	10500	4500	47250000
Montant total					1493062500

Conclusion :

Les deux variantes gabionnage et canal en béton semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier le gabionnage est plus économique. On opte à étudier la troisième variante pour qu'on puisse décider.

5.7.3 Troisième variante : Les digues protégeant contre une crue de référence à choisir.

Le projet constate la réalisation de trois endiguements :

— L'amont d'Iremanen, ne digue est à édifier à l'aval du passage du petit tributaire jusqu'à rattraper à l'aval un niveau d'eau compatible avec les niveaux de terrain naturel. Pour se faire, la digue se poursuit sur 600 mètres à l'aval du secteur à protéger, la hauteur de digue étant alors de 3 mètres environ. La pente de la crête de digue est supérieure à la pente de la ligne d'eau afin d'assurer son ennoiement par l'aval en cas de crue dépassant la centennale. Les talus de la digue seront renforcés par des enrochements ;
— A l'entrée de la commune de Souk EL Tenine, se génère une méandre, En 2003, les secteurs situés à l'aval du pont de fer ont été inondés. Une crue centennale génère des hauteurs d'eau 1,5 mètres supérieurs à 2003. Les inondations intéressent 600 mètres urbanisés en rives droite. On a proposé de placer un endiguement de 3 mètres de hauteur le long de cet endroit ;
— Le pont de faire ainsi que le complexe SAF SAF dans la partie amont du pont de fer est également inondable, il est est situé dans la rive gauche de la méandre, l'endiguement est projeté sur 300 mètres, d'une hauteur de 3 mètres.

Les résultats de simulation des endiguements :

De la même façon suivie avant, on simule nos endiguements sur HECRAS et on établie la carte des zones inondables sur le logiciel Qgis.

Avant de simuler nos endiguements, nous avons pris en considération l'existence de la méandre qui évoluera au cours du temps. Le côté extérieur est érodé petit à petit, tandis que des sédiments se déposent sur le côté intérieur, à cause des mouvements de l'eau quand elle prend les deux virages.

La carte est représentée par la figure **5.16** :

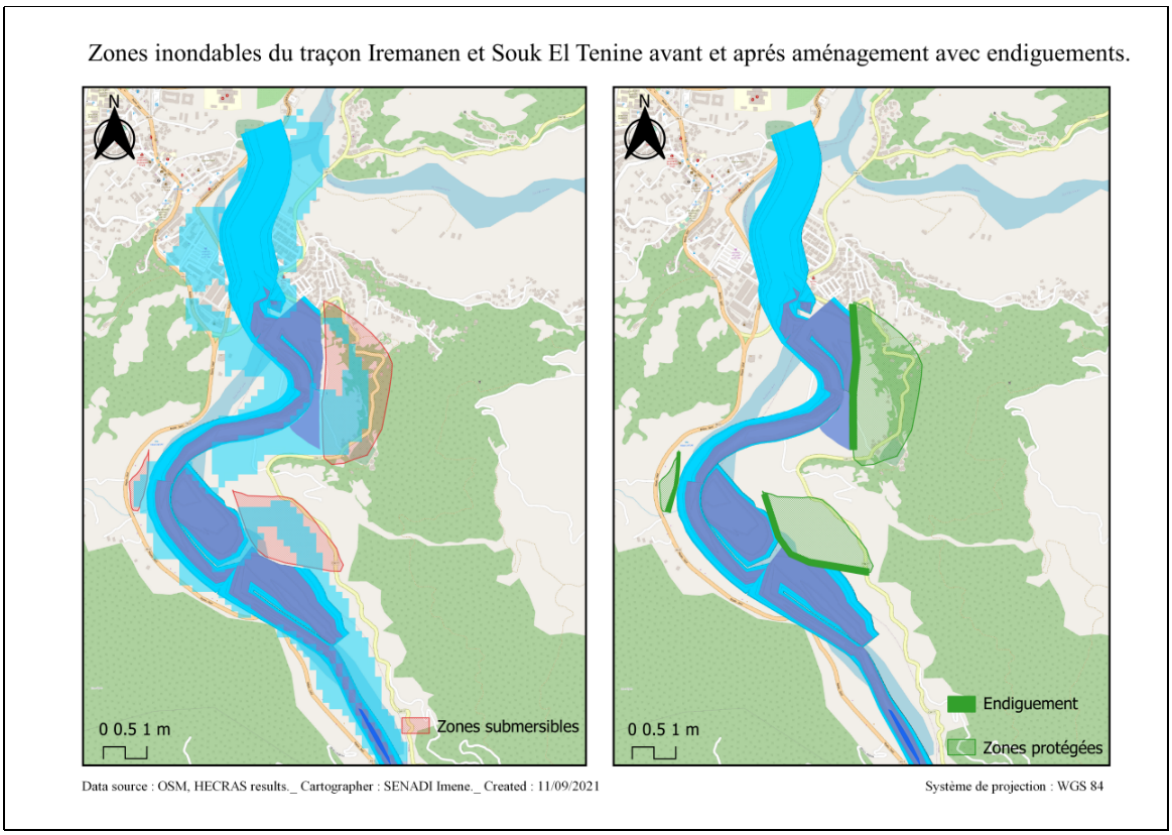


FIGURE 5.16 – Carte des zones inondables du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine avant et après aménagement.

Interprétation :

Nous remarquons que l'aménagement par un endiguement empêcher l'eau d'envahir les zones précédemment inondables.

La géométrie de la levée :

On la résume dans le tableau **5.19**

TABLE 5.19 – Géométrie de l'endiguement.

Hauteur de la levée (m)		7.53
Hauteur de la levée + revanche (m)		8
Largeur de la crête		5
Largeur du fond		33
Pente du talus	Amont	1/2
	Aval	2/3

Estimation du coût de la variante :

Le coût de réalisation des trois endiguements du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine est montré dans le tableau **5.20** :

TABLE 5.20 – Devis de la variante d'endiguement pour le trançon d'Iremenan et Souk El Tenine.

Désignations des travaux	Endiguement	Longueur	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Terrassement (Remblais)	1	600	m^3	12300	700	8610000
	2	600	m^3	12300		8610000
	3	300	m^3	6150		4305000
Montant total						21525000

5.7.4 Conclusion :

Pour ce trançon, on a étudié trois variantes d'aménagement du point de vue technique et économique,

Pour ce trançon, trois variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection des zones urbaines et agricoles d'Iremanen et Souk El Tenine contre les inondations. Par la suite, une étude technico- économique a été élaborée pour choisir la plus favorable. Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal en gabillon car l'existence des méandres nous insiste ce choix afin de diminuer l'évolution de la méandre au cours du temps, en diminuant les érosions des côtés extérieurs et les dépôts des sédiments sur les côtés intérieurs.

Le choix de gabionnage nous assure :

— Une solution solide et durable ;
— La simplicité de la réalisation ;
— Une bonne perméabilité qui permet un drainage naturel suffisant ;
— Le gabion diminue la vitesse d'eau et dispersé l'énergie ;
— Formant une belle harmonie avec la nature.

Chapitre 6

Étude stabilité

6.1 Introduction :

Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées.

Lors qu'on parle de stabilité des barrages en terre, on fait systématiquement allusion a la stabilité des talus. On cherche a vérifier l'état du talus relativement dans le temps, c'est-à-dire définir l'inclinaison qui permet de garder le parement en équilibre stable. On établie l'étude de la stabilité à l'aide du logiciel GEOSTUDIO/ GEOSLOP.

6.2 Présentation du logiciel GEOSTUDIO :

GEOSTUDIO est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés a la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

1. **SEEP/W** :Permet de calculer les infiltrations des eaux ;
2. **SIGMA/W** :Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes-déformations ;
3. **QUAKE/W :** Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme ;
4. **TEMP/W :** Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol ;
5. **SLOPE/W :** C'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

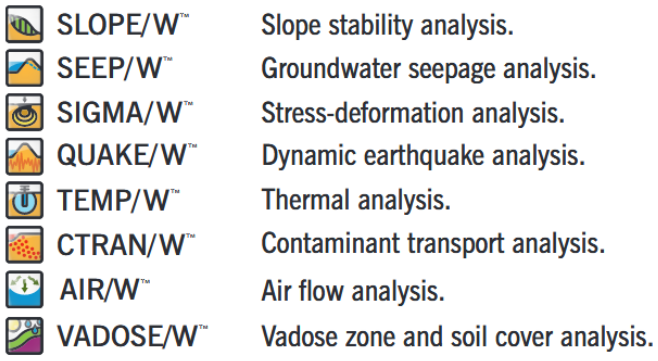


FIGURE 6.1 – la fenêtre pricipale du logiciel GEOSTUDIO.

Le programme de calcul SLOPE est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consistes à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans SLOPE sont la méthode de Fellinius, de Morgenstern-price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée, et enfin"la méthode des éléments finis" qu'on peut le trouver dans la partie logique " SIGMA/W".

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

6.3 Étude de stabilité au glissement :

6.3.1 Définitions :

Cette partie de notre calcul concerne consiste à vérifier la stabilité d'une levée donnée vis-à-vis du glissement des sols. Cela peut être causé par des efforts extérieurs ou bien par son poids propre uniquement. Très souvent, les glissements de terrain sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs.

Dans les terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval. L'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces :

- **Gravité :** force qui entraîne la matière vers le centre de la Terre ; dépend du talus du terrain ;
- **Force de frottement :** force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente ;
- **Force de cohésion :** force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol.

Tant que les forces de résistance (force de frottement et cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est garantie. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche. Se produit alors une rupture entre deux couches de sol et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval.

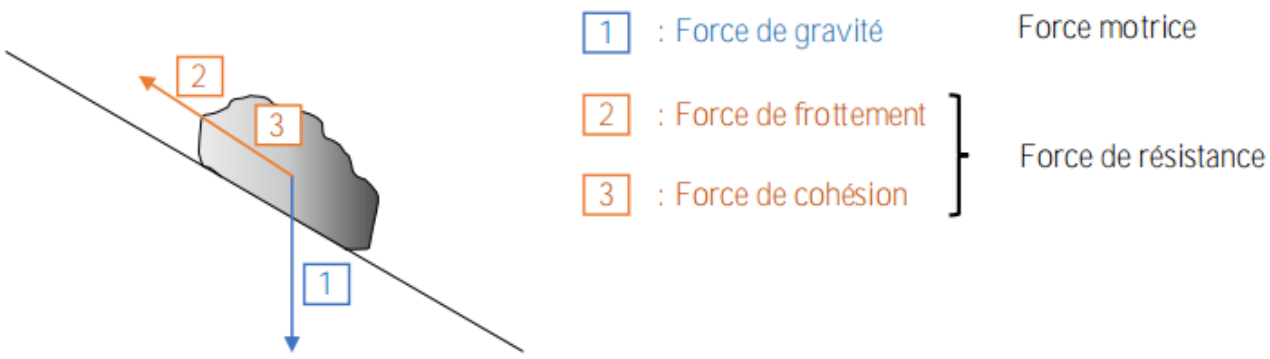


FIGURE 6.2 – Forces agissant sur une masse de terre.

6.3.2 Techniques de confortement des pentes instables :

Le principal objectif du calcul de stabilité des talus est d'évaluer le risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour un talus et de localiser les zones à fort potentiel de rupture.

Techniques de confortement des pentes instables Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques (modification de la pente du talus ou réduction de sa hauteur) ou hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe). D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par murs gabions ou en béton armé ou à l'aide de palplanches métalliques. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre.

6.3.3 Les étapes à suivre pour aboutir a la détermination du coefficient de sécurité F :

Par définition, le coéfficient de sécurité F au glissement est le rapport entre le moment cumulé des forces résistantes et celui des forces motrices. Le cercle qui conduit au coéfficient minimal est le cercle critique. Il conduit au coéfficient de sécurité du talus. Pour le déterminer on procède que :

- Le coefficient de sécurité F obtenu suite au résultats des calculs caractérise l'état de santé du talus ;
- La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération ;
- Le coefficient de sécurité min doit être impérativement égal ou supérieur au coefficient de sécurité admissible préalablement défini ;
- Ce centre critique est généralement définit par itérations successives demandant ainsi énormément de temps.

Diverses méthodes ont été établies pour définir rapidement le centre du cercle critique et de ce fait définir la valeur minimale du facteur de sécurité.

6.3.4 Méthode des tranches (Méthode Suédoise) :

La méthode des tranches remplace la surface réelle de ruptures complexe par une ligne circulaire. Le principe de la méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- La rupture se produit d'un coup sur la surface unique de glissement ;
- La résistance au cisaillement du sol est entièrement utilisée sur toute la surface de rupture ;
- Les courbes de glissements sont des courbes des arcs ;
- Le mouvement de la surface de terre est assimilé à une rotation autour du centre du cercle de glissement ;
- Le coéfficient de sécurité sera le rapport des mouvements par rapport au centre des cercles, des forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices ;
- Les interactions entre les tranches sont sont équilibrées verticalement et horizontalement.

Au début du 20 ème siècle, plusieurs méthodes ont été développées pour le calcul de stabilité d'un talus. En 1921, fut la découverte de la méthode des tranches dite méthode suédoise, confirmée par W.Fillinius en1927,puis améliorée en 1936 pour calculer la stabilité des talus pour la détermination du cercle critique.

6.3.5 La méthode de Fellenius :

Inventé par Fellenius en 1936, elle est aussi appelée méthode de Fillinieus. Dans cette méthode, les forces sur les côté des tranches sont considérées comme nulles. La force normale sur le fond de la tranche est supposée perpendiculaire au segment du fond de la tranche. Le moment est alors obtenu à partir du centre du cercle de glissement pour calculer le facteur de sécurité.

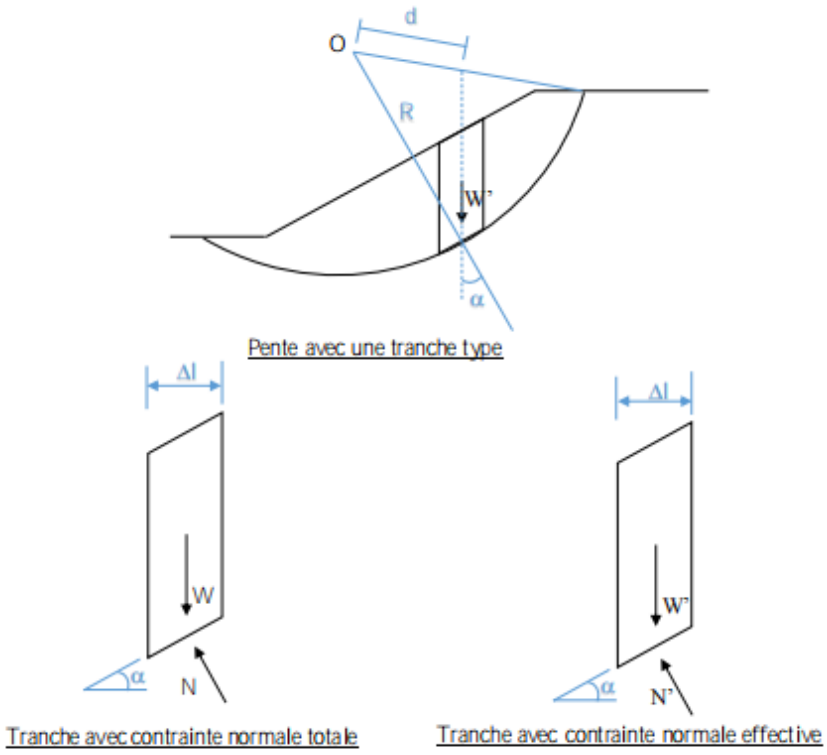


FIGURE 6.3 – Glissement type et forces pour la méthode de Fellenius

On définit le facteur de sécurité par :

$$F_s = \frac{\sum Forces\ rsistantes}{\sum Forces\ motrices}. \tag{6.1}$$

$$R_n = (C \times AB) + (N \times Tan\phi) \tag{6.2}$$

Dans la méthode de Fellenius, on suppose que d= r sin (ϕ), ce qui nous donne le moment dû au poids de la tranche c'est-à-dire le moment moteur

$$N_n = W_n \times \cos(\alpha_n) \tag{6.3}$$

$$R_n = (C \times AB) + (W_n \times \cos(\alpha_n) \times Tan\phi) \tag{6.4}$$

Le moment résistant pour l'ensemble des tranches sera alors :

$$M_R = \sum R \times (C \times L) + W_n \cos(\alpha_n) Tan(\phi) \tag{6.5}$$

Le moment moteur est :

$$T_n \times R = R \times W_n \sin(\alpha_n) = M_m \tag{6.6}$$

Donc le facteur de sécurité sera :

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum (W_n CL \cos\alpha_n Tan\phi)}{\sum (W_n \sin\alpha_n)} \tag{6.7}$$

b : la largeur des tranches tel que,

$$b = \frac{l_n}{\cos \alpha_n}$$

Dans la méthode de Fellenius, il n'y a qu'une seule inconnue, de telle sorte qu'une seule équation d'équilibre suffit (équation d'équilibre de la masse entière du sol autour du centre du cercle)

TABLE 6.1 – Inconnues et équations pour la méthode de Fellenius

Inconnues	Nombre d'inconnues pour n tranches
Facteur de sécurité	1
Nombre total d'inconnue	1
Équations	Nombre d'équations pour n tranches
Équilibre de moments de la masse entière du sol	1
Nombre total d'équation d'équilibre	1

La principale limitation de la méthode de Fellenius réside dans la manière où toutes les forces agissant sur les côtés des tranches sont négligées. Cette méthode ne satisfait donc pas l'équilibre des forces que ce soit verticales ou horizontales. L'équilibre entre les moments est satisfait pour le sol entier ce qui n'est pas le cas pour chaque tranche. Le résultat du facteur de sécurité obtenu en utilisant la méthode de Fellenius peut se différencier de 20% de celui des méthodes plus rigoureuses et peut être même plus.

6.4 Le module d'analyse de stabilité de pente SLOPE/W :

SLOPE / W est le logiciel leader pour l'analyse de la stabilité des pentes de terre et de roche. SLOPE / W peut efficacement analyser les problèmes simples et complexes pour une variété de modes de défaillance, les conditions de pression de l'eau interstitielle, les propriétés du sol, les conditions de chargement et les options de renforcement.

SLOPE / W peut prendre en charge l'analyse pseudo-statique, la conception d'états limites, l'analyse probabiliste et de sensibilité, et l'analyse de la vidange rapide.

6.4.1 Résultats et discussions :

- Le corps de la digue est construit d'un seul matériau, alluvions provenant de la zone d'emprunte pour les endiguements réalisés au niveau du trançon de la commune de Kherrata, dont les caractéristiques sont : γ=20 KN/m^3 , C=10 kN/m^2 , ϕ =33 ° pour les recharges en alluvions ;
- Les résultats ont été obtenus pour une crue centennale Q = 1500 m^3/s ;
- Notre levée est d'une hauteur de 5m, la ligne piézométrique est d'une charge d'eau de 4.5 mètres ;
- Le corps de fondation est constitué du même matériau d'une surface de 52 m^2. Le corps de fondation est constitué du même matériau d'une surface de 52 m^2 ;
- On étudié la stabilité au glissement du talus amont et aval de l'endiguement, et déterminer le cercle critique pour chacun d'entre eux.

Le talus amont :

Les résultats de calcul du cercle critique du talus amont sont représentés ci-dessous :

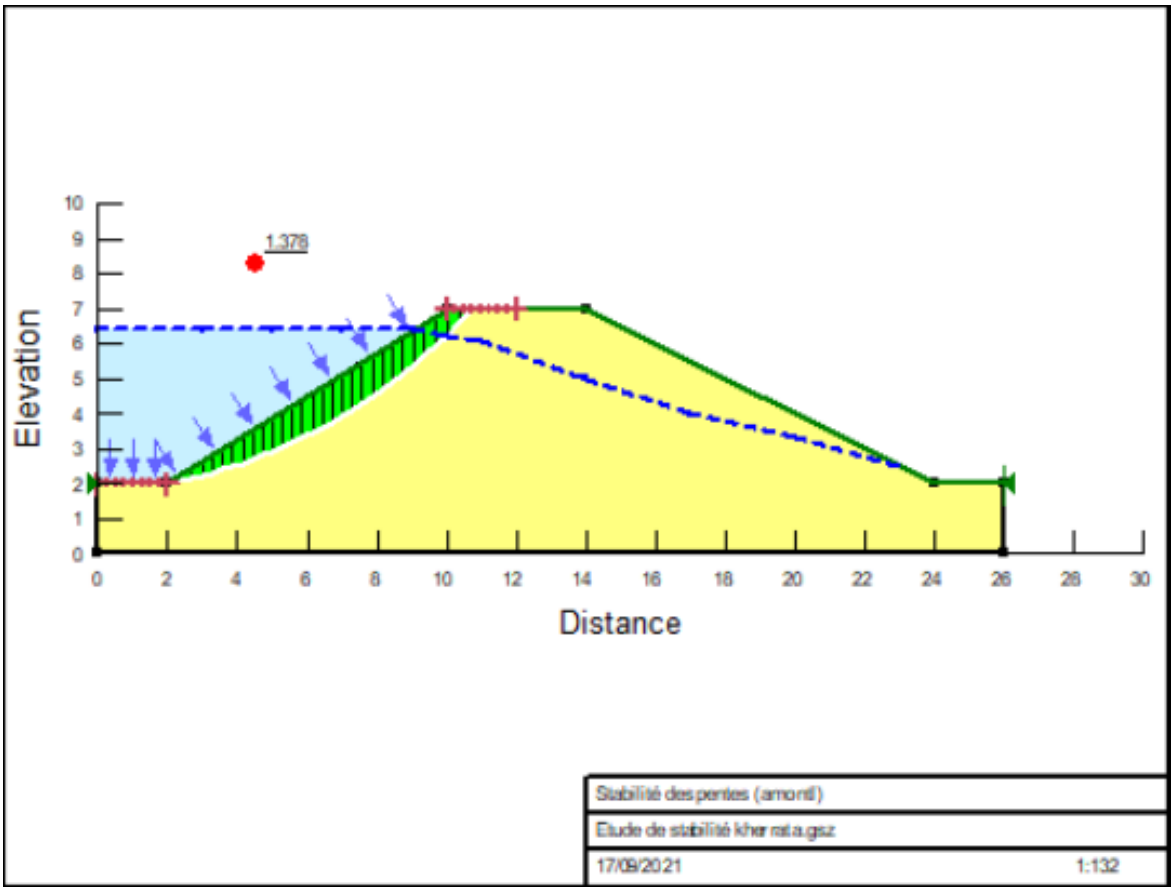


FIGURE 6.4 – Cercle critique du talus amont.

La surface de glissement a été auto sélectionnée et les caractéristiques du cercle critique sont montrés dans le tableau **6.2**

TABLE 6.2 – Caractéristique du cercle critique du talus amont.

Coefficient de sécurité F_s	Centre en X(m)	Centre en Y (m)	Rayon (m)
1.378	-1.2581	17.858	16.189

La valeur minimale du facteur de sécurité est de 1.378 qui est caractérisée par un centre de cercle critique Le coefficient de sécurité est impérativement supérieur au coefficient de sécurité admissible préalablement défini

$F_s = 1.378$ qui est supérieur à 1.

Conclusion : Le talus amont est stable.

On a pu aussi déterminer le graphique le plus important à vérifier lorsque on examine les résultats de stabilité à l'équilibre limite du facteur de sécurité par rapport au lambda, qui comprend à la fois les facteurs de moments et de force de sécurité.

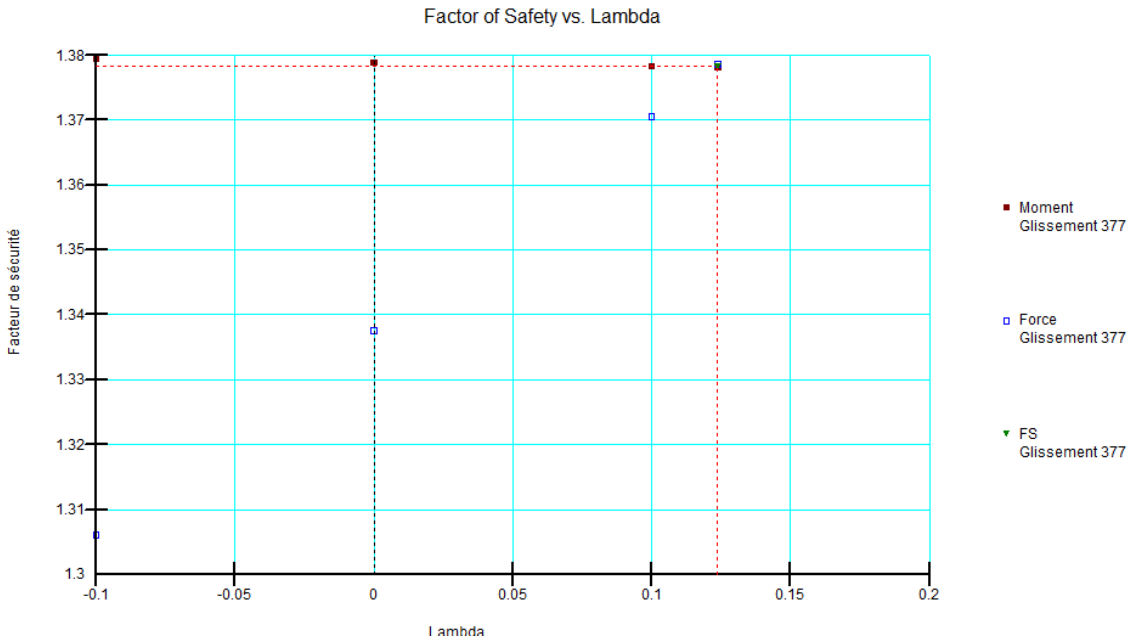


FIGURE 6.5 – Graphique du facteur de sécurité VS Lambda (amont).

Le facteur de sécurité convergé pour chaque surface de glissement se trouve à l'intersection des graphiques du moment et du facteur de sécurité en fonction des courbes de Lambda. Pour $F_s = 1.378$, on a Lambda = 0.124.

Le talus aval :

Les résultats de calcul du cercle critique du talus aval sont représentés ci-dessous :

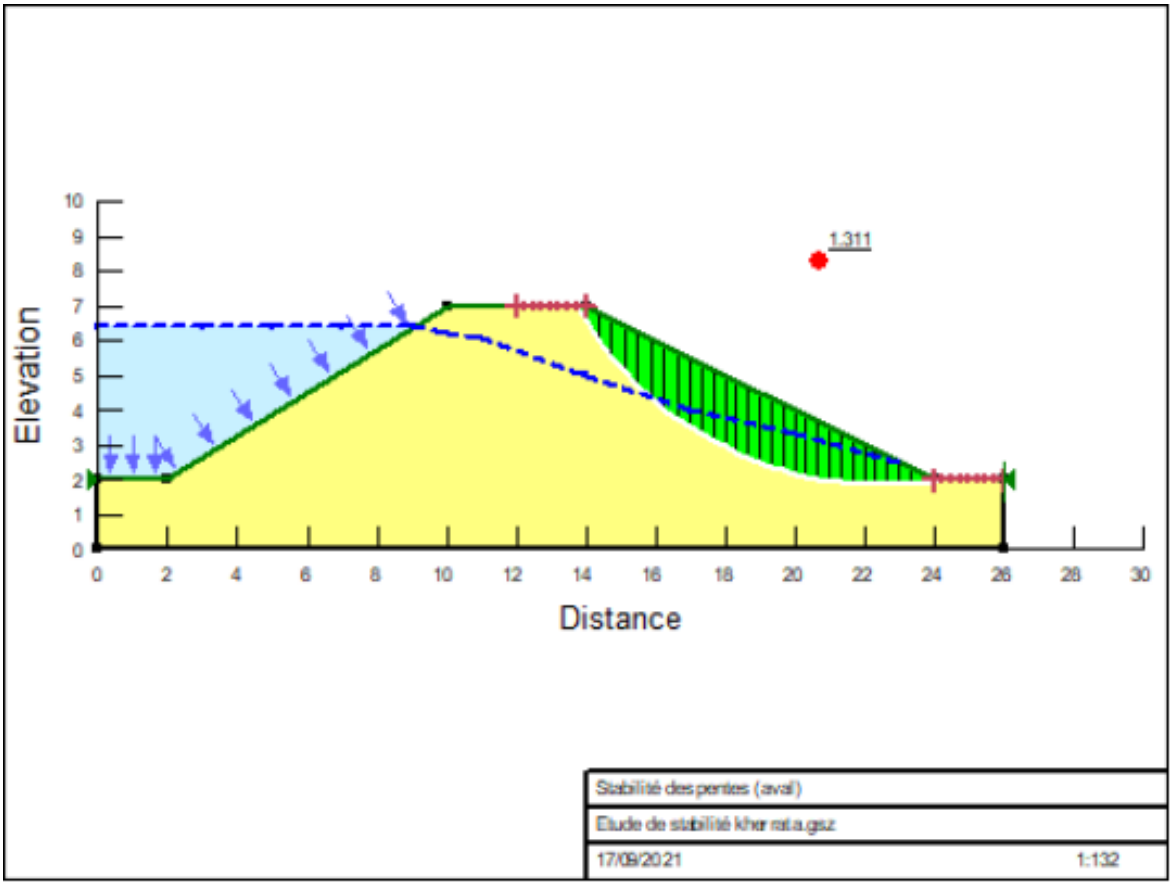


FIGURE 6.6 – Cercle critique du talus aval.

La surface de glissemement a été auto sélectionnée et les caractéristiques du cercle critique sont montrés dans le tableau **6.3** :

TABLE 6.3 – Caractéristique du cercle critique du talus aval.

Coefficient de sécurité Fs	Centre en X(m)	Centre en Y (m)	Rayon (m)
1.311	22.486	11.902	10.017

La valeur minimale du facteur de sécurité est de 1.311 qui est caractérisée par un centre de cercle critique Le coefficient de sécurité est impérativement supérieur au coefficient de sécurité admissible préalablement défini

$F_s = 1.311$ (supérieur à 1).

Conclusion : Le talus amont est stable.

Le graphique de F_s Vs Lambda pour le talus aval est représenté par la figure **6.7** :

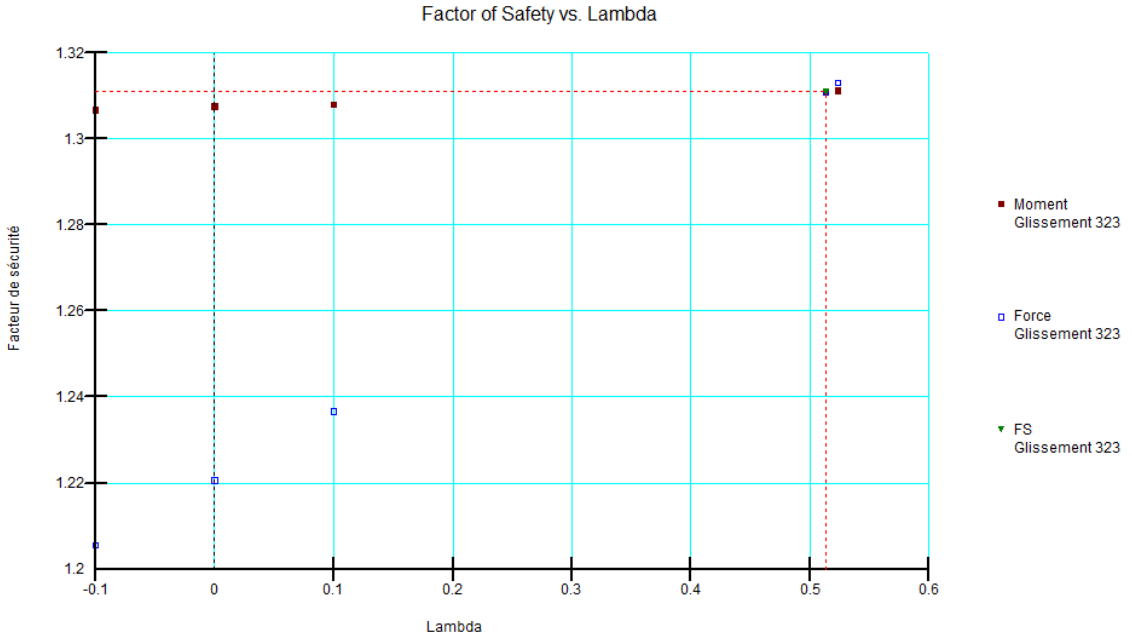


FIGURE 6.7 – Graphique du facteur de sécurité VS Lambda (aval).

Pour $F_s = 1.311$, on a Lambda $= 0.513$.

On a obtenu d'autres résultats tels que :

La pression d'eau (Kpa) :

La figure **6.8** représente la variation de la pression d'eau en Kpa dans le corps de la levée :

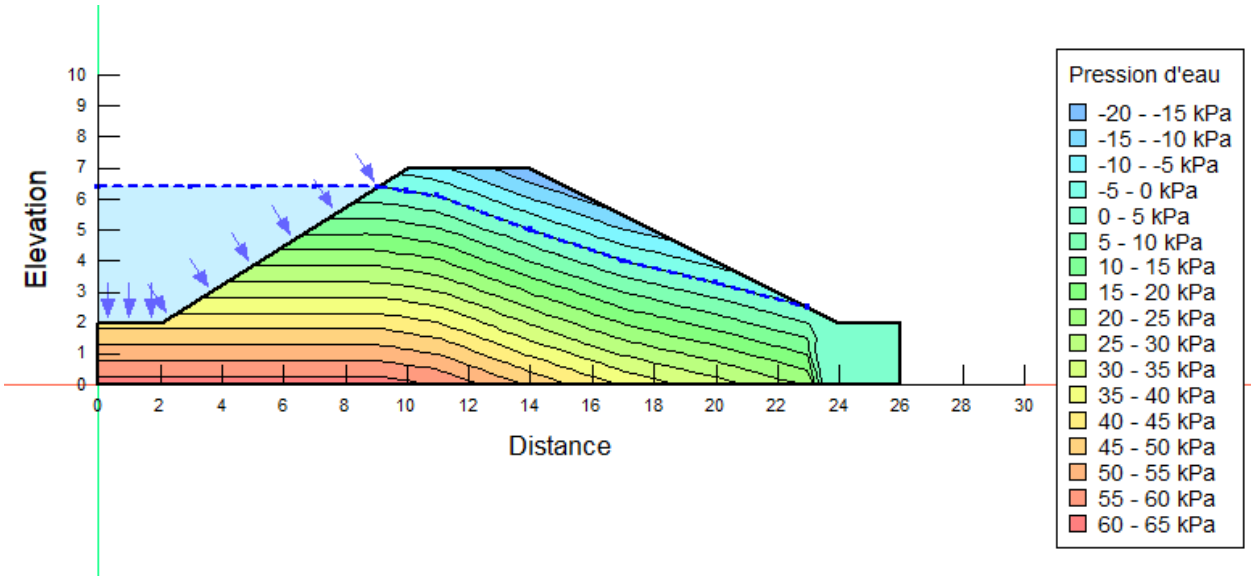


FIGURE 6.8 – Variation de la pression d'eau.

On remarque que la pression varie entre -20 Kpa et 65 Kpa, plus on descend vers la fondation, la pression augmente.

La charge totale d'eau (m) :

La charge totale d'eau est représentée par la figure **6.9** :

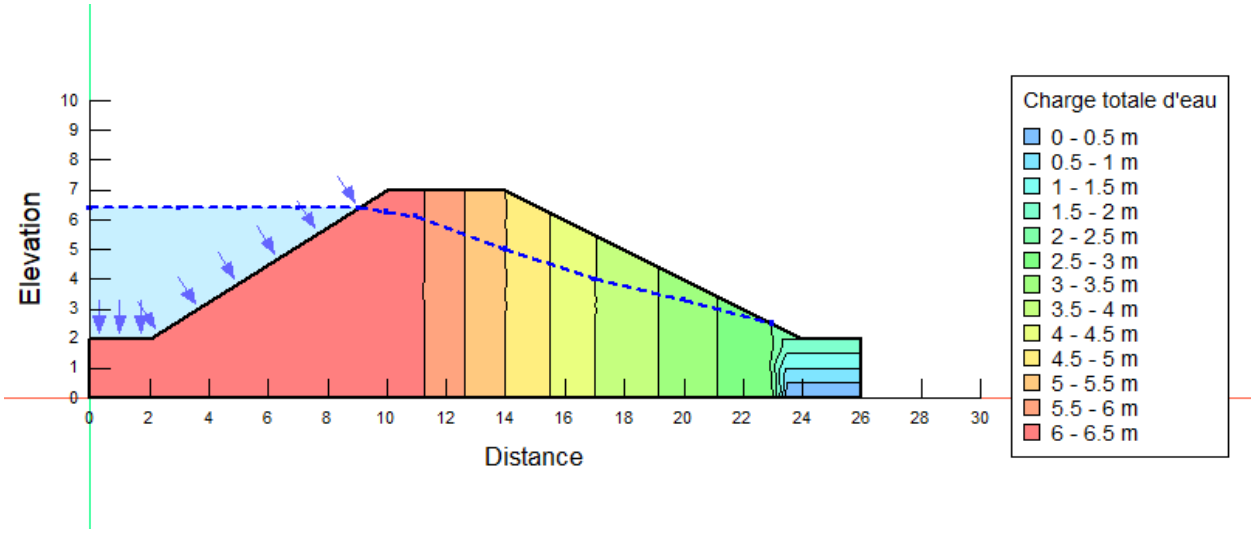


FIGURE 6.9 – Variation de la charge totale d'eau.

La charge totale d'eau varie de 0 m à 6.5 mètres, plus qu'on va de l'amont vers l'aval la charge diminue.

La charge de pression d'eau (m) :

On la représente par la figure **6.10** :

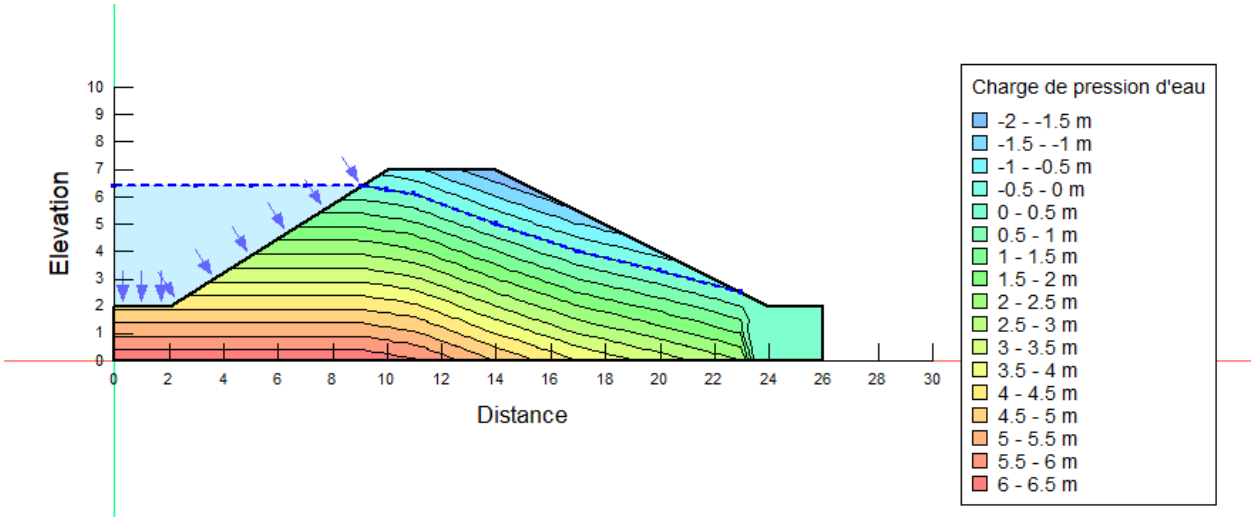


FIGURE 6.10 – La charge pression d'eau.

‘

La charge de pression d'eau varie de -2 m à 6.5 mètres, elle est plus faible en aval qu'en amont.

6.5 Conclusion :

Pour l'aménagement du trançon de kherrata, on a choisi à protéger les zones inondables avec des endiguements en terre homogène constituée des alluvions compactés. On a étudié la stabilité des talus amont et aval au glissement pour une crue centennale, en calculant leurs facteurs de sécurité F_s, on a pris la valeur minimale des F_s qui correspond au cercle critique et qui est supérieur à la valeur admissible, donc les deux talus sont stable au glissement alors il ne y'aura pas besoin de renforcement.

Chapitre 7

Organisation du chantier.

7.1 Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier. Afin d'atteindre ces objectifs, il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

7.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

7.2.1 Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

7.2.2 Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler

l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

7.2.3 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.

7.3 Définitions des engins utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

TABLE 7.1 – Engins utilisés.

Tâches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Pelles	
	Camions	
	Chargeurs	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Niveleuse	
	Camions	
	Dozers	
	Chargeurs	
	Dumpers	
Compactage	Compacteurs à pieds de mouton	Consolider les berges de l'Oued pour éviter l'affaissement
	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	

7.4 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :
— Prix unitaire des terrassements ;
— Prix unitaire des terrassements.
Le tableau suivant donne les montants de réalisation des variantes retenues :

TABLE 7.2 – Le devis des différents travaux de l'aménagement du trançon de la commune de Kherrata.

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaires (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	1751250	250	437812500
	Remblai	m^3	1440000	700	100800000
Compactage		m^3	1440000	700	100800000
Montant Total					538612500
TVA (19%)					102336375
Montant Total +TVA					156198875

Le montant total du projet revient à 156198875 DA ; cent cinquante six millions, cent quatre vingts dix-huit milles, huit cents soixante quinze dinars Algérien. ‘

le devis du projet de gabionnage est donné ci-dessous :

TABLE 7.3 – Le devis des différents travaux de l'aménagement du trançon d'Iremanen et Souk El Tenine.

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaires (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	1751250	250	437812500
	Remblai	m^3	1440000	700	1008000000
Pose de gabion		m^3	10500	4500	47250000
Montant Total					1493062500
TVA (19%)					283681875
Montant Total +TVA					1776744375

Le montant total du projet revient à 1776744375 DA ; Un milliard sept cents soixante seize millions, sept cents quarante quatre milles, trois cents soixante quinze dinars Algériens.

7.5 La Planification :

7.5.1 Définition :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

— L'installation des postes de travail ;
— L'observation instantanée ;
— L'analyse des tâches ;
— Le chronométrage ;
— La simplification des méthodes.

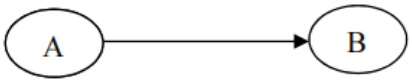
7.5.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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 et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

— **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



— **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération A précède l'opération B. ‘

Le graphique ne peut se faire sans le réseau, car le réseau n'est qu'un outil de calcul permettant d'aboutir à des résultats répondant à certaines questions qui nous sont posées. Le graphique est une forme d'interprétation du réseau et de ses résultats mais mieux lisible et compréhensible.

Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

1. **Établissement d'une liste des tâches :** Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet ;
2. **Détermination des tâches antérieures :** Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
6. Construction du réseau.

7.5.3 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004)

Méthode C.P.M (Méthode française) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

— **1ère phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
— **2ème phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu ;
— **3ème phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

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

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

Méthodes basées sur le graphique :

— **Méthode linéaire (ligne of balance technic) :** Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs ;
— **Méthode à barres :** Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

7.5.4 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.

Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels

Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004) :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

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

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :
— T_r : 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, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération.
tels que : DFP = DCP + tr et 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 (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante : MT = 0 et tr = DTP

7.5.6 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'oeil :

— Les différentes tâches à envisager ;
— La date de début et la date de fin de chaque tâche ;
— La durée est comptée de chaque tâche ;
— Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement ;
— La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Pour le trançon de Kherrata : La variante retenue est les endiguements.

La liste des taches est présentée ci-dessous :

TABLE 7.4 – Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation des endiguements.

Désignation d'opération	code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur le trançon 1	B	45
Compactage du trançon 1	C	25
Travaux de terrassement sur le trançon 2	D	28
Compactage du trançon 2	E	20
Travaux de terrassement sur le trançon 3	F	28
Compactage du trançon 3	G	20
Déménagement du chantier	H	15

Dans le tableau **7.5** on présente chaque tache avec celles qu'elle précède :

TABLE 7.5 – Succession des tâches de réalisation des endiguements.

Opérations	Succède	Précède	Durée (jours)
A	B	-	15
B	C,D	A	45
C	D	B	25
D	E,F	B,C	28
E	F	D	20
F	G,H	D,E	28
G	H	F	20
H	-	F,G	15

On représente le réseau de planification des taches par la méthode CPM de la variante d'endiguement par la figure **7.1** :

Le diagramme de Gantt est montré par la figure 7.2

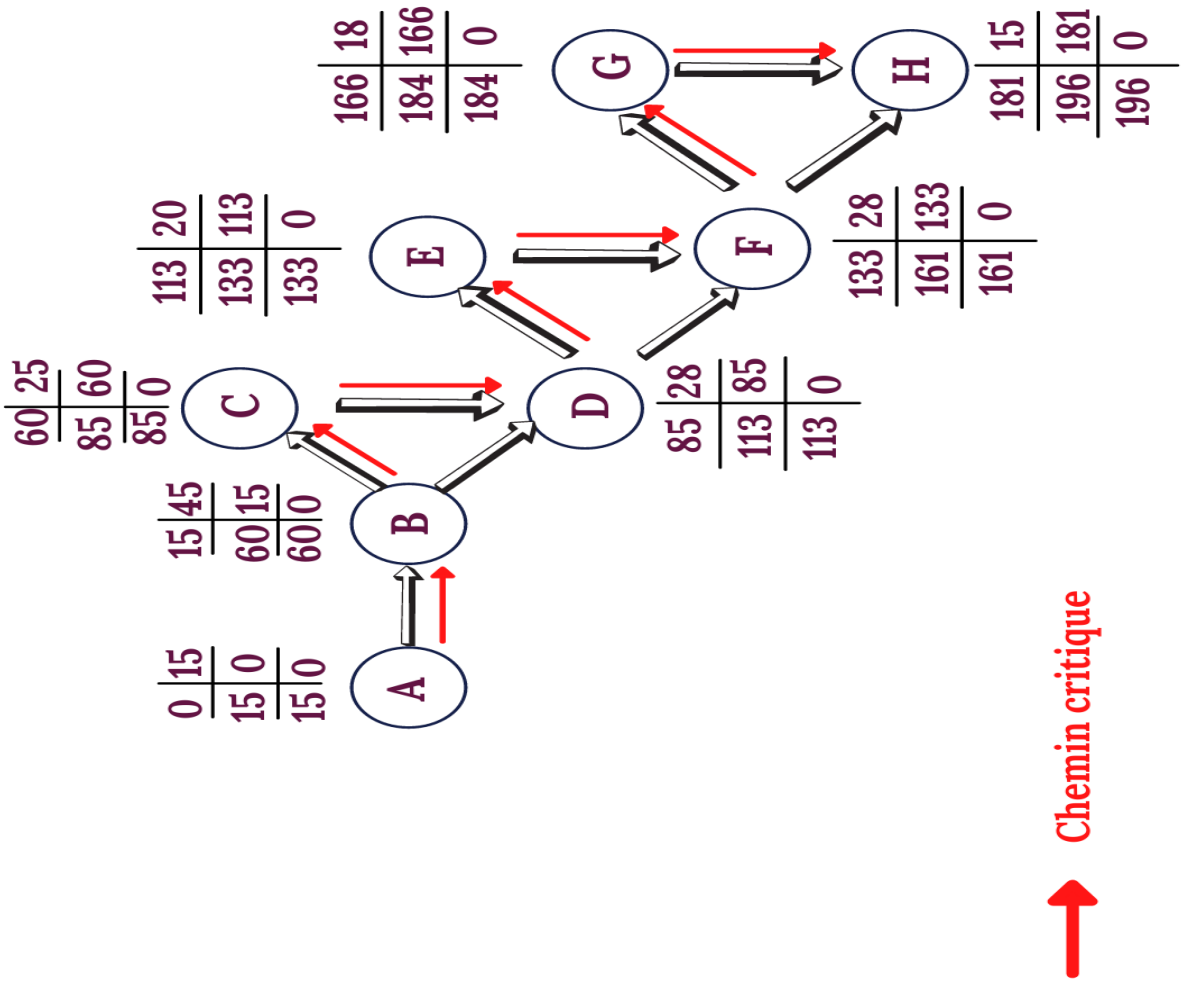


FIGURE 7.1 – Réseau de planification des taches avec la méthode CPM de la variante d'endiguement.

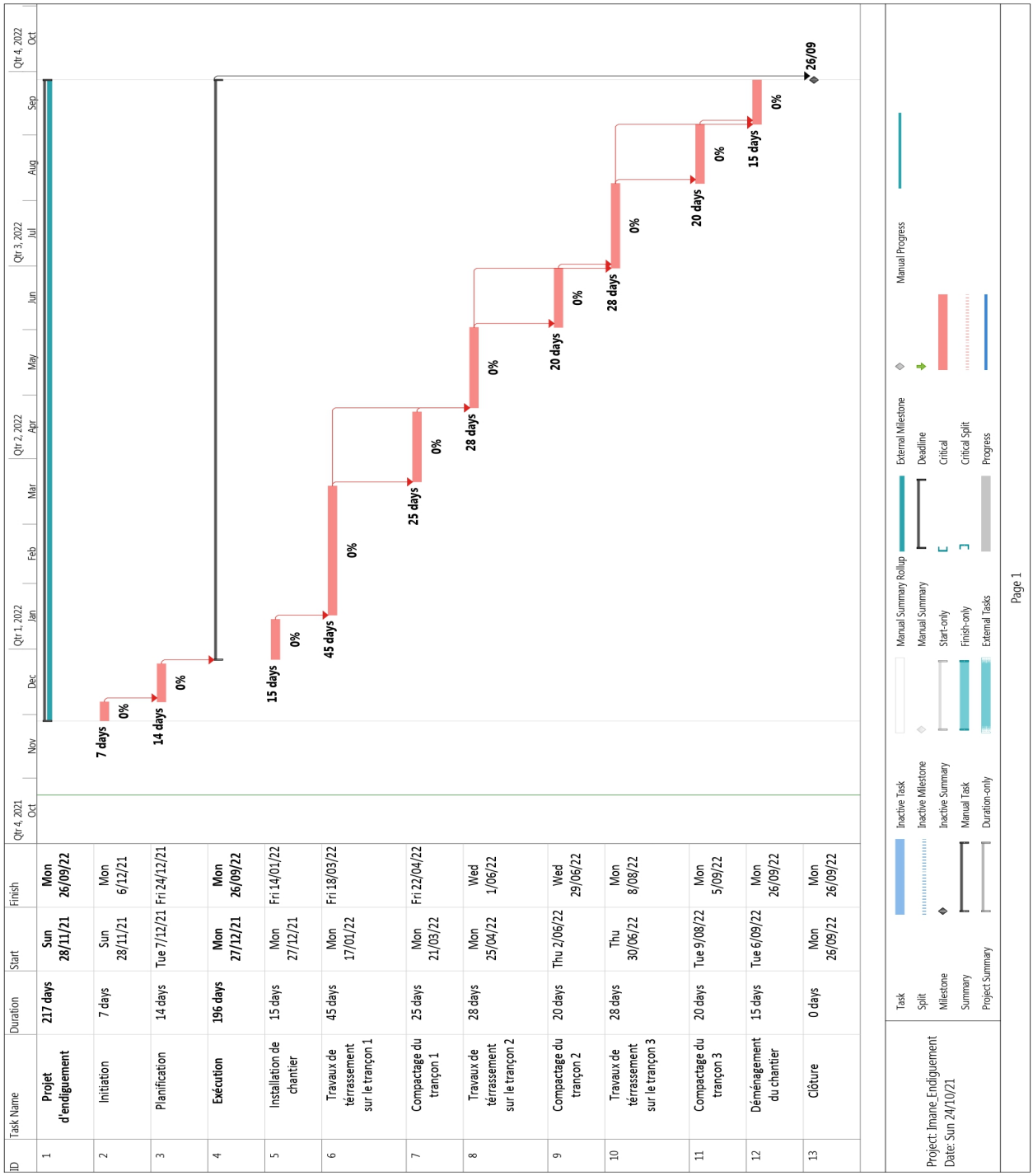


FIGURE 7.2 – Diagramme de Gantt pour la variante d'endiguement au niveau de la commune de Kherrata.

Le chemin critique est : ABCDEFGH, Le projet de réalisation d'endiguement dure 9 mois et 28 jours (217 jours).

Pour le trançon d'Iremanen et Souk EL Tenine : La variante retenue est un canal en gabillon.

Le tableau **7.6** résume la liste des taches pour la réalisation de la variante de gabionnage :

TABLE 7.6 – Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation d'in canal en gabion.

Désignation d'opération	code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de térrassement sur le trançon 1	B	20
Compactage du trançon 1	C	25
Pose de gabillon sur le trançon 1	D	30
Travaux de térrassement sur le trançon 2	E	15
Compactage du trançon 2	F	14
Pose de gabillon sur le trançon 2	G	18
Travaux de térrassement sur le trançon 3	H	15
Compactage du trançon 3	I	14
Pose de gabillon sur le trançon 3	J	18
Déménagement du chantier	K	15

On présente les successions des tâches par le tableau **7.7** :

TABLE 7.7 – Succession des tâches de réalisation du canal en gabion.

Opérations	Succède	Précède	Durée (jours)
A	B	-	15
B	C	A	20
C	D,E	B	25
D	E	C	30
E	F	C,D	15
F	G,H	E	14
G	H	F	18
H	I	F,G	15
I	J,K	H	14
J	K	I	18
K	-	I,J	15

Le réseau de planification des taches avec la méthode CPM de la variante du gabionnage est représenté par la figure 7.3 :

Le diagramme de Gantt est montré par la figure 7.4

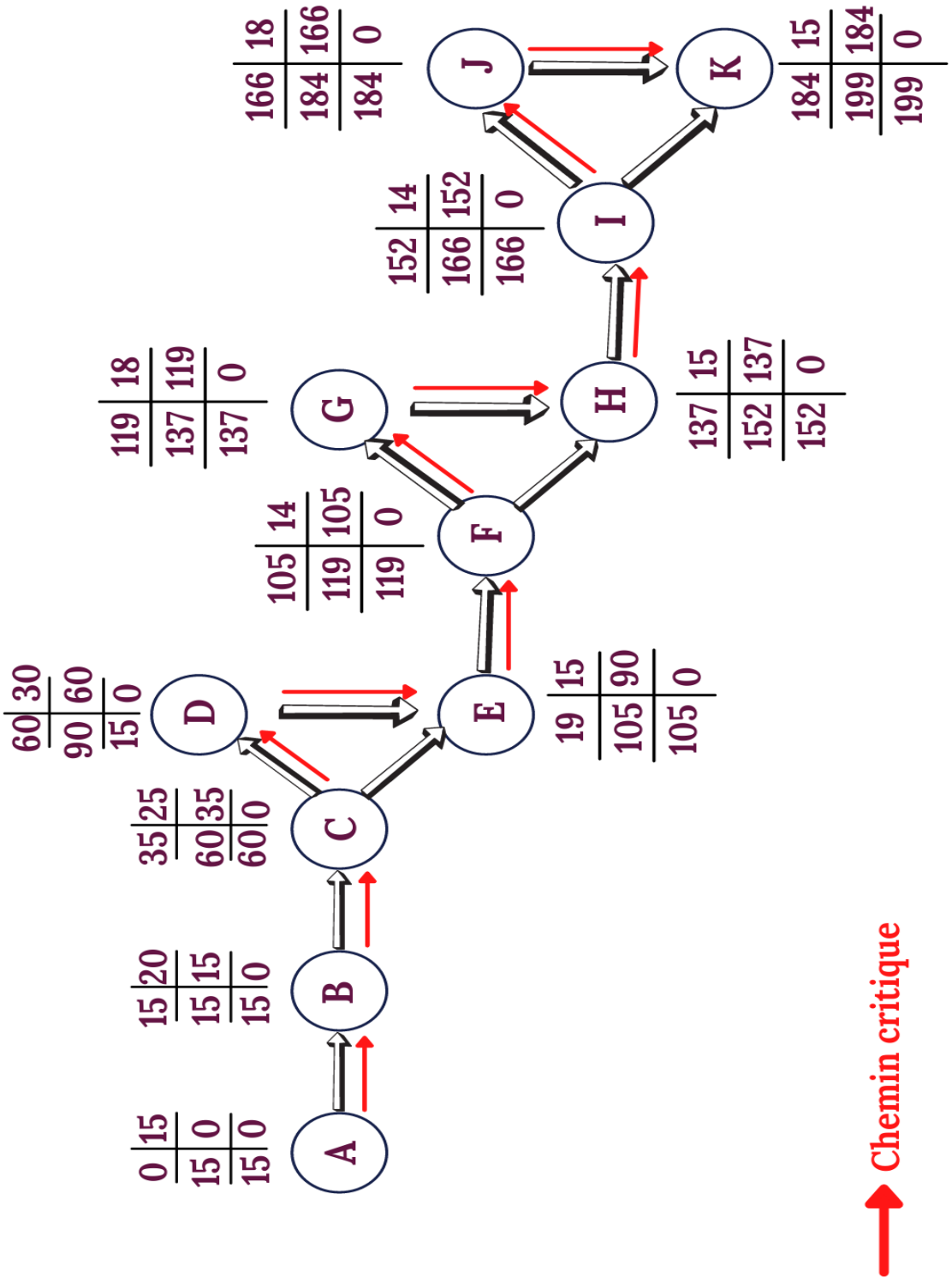


FIGURE 7.3 – Réseau de planification des taches avec la méthode CPM de la variante du gabionnage.

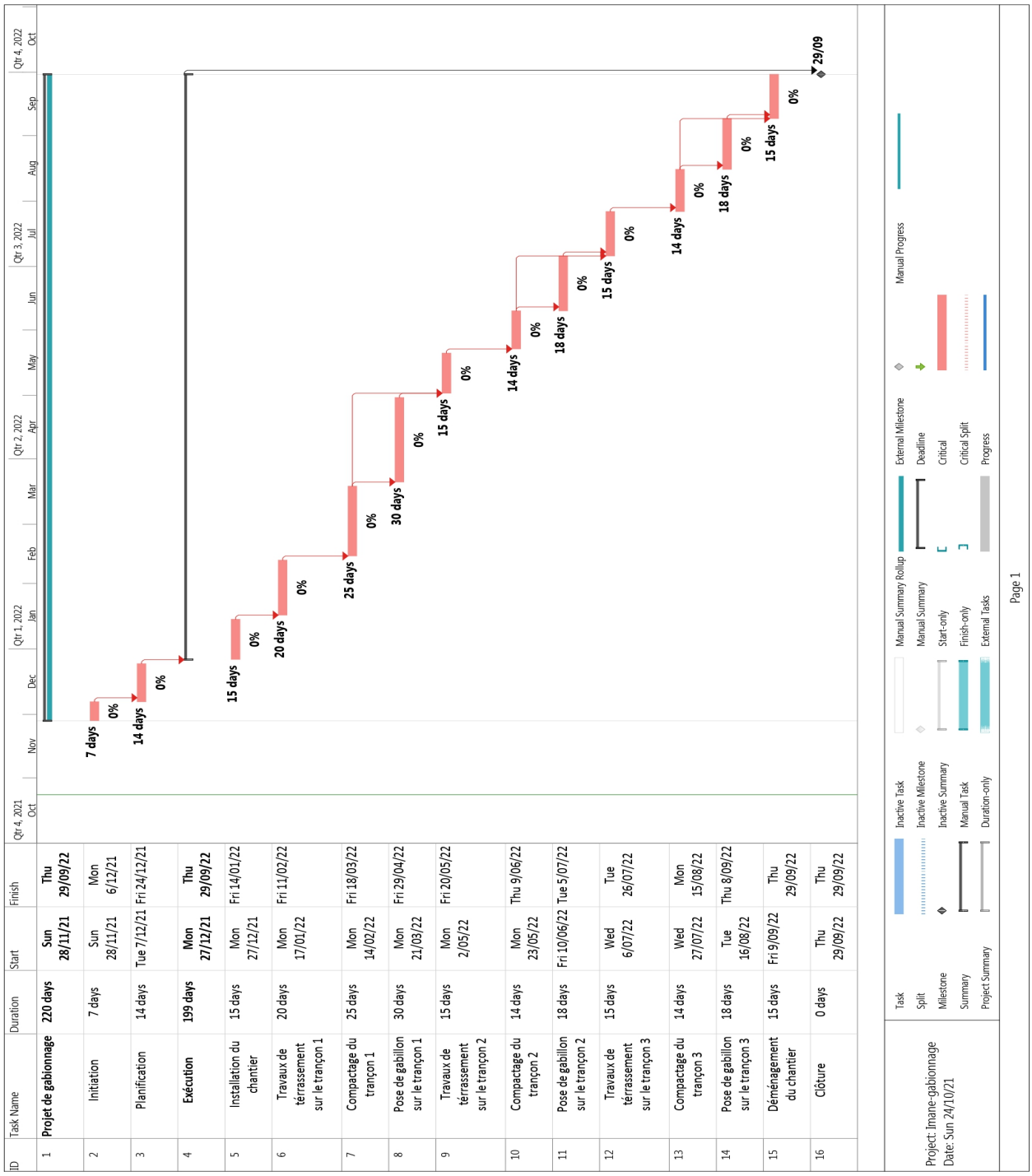


FIGURE 7.4 – Diagramme de Gantt pour la variante du gabionnage au niveau du tronçon d'Iremanen et Souk El Tenine

Le chemin critique est : ABCDEFGHIJK, Le projet de réalisation d'endiguement dure 10 mois et 1 jour (220 jours).

7.6 Conclusion :

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des coûts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le coût global du projet d'aménagement des villes de Kherrata, Iremanen et Souk el Tenine à **1932943250 DA ; Un milliard, neuf cents trente deux millions, neuf cents quarante trois milles, deux cents cinquante dinars Algériens.**

Conclusion générale

Le bassin de l'Oued Agrioune, comme d'autres bassins de la région semi-aride, se caractérise par de forts contrastes climatiques et des pluies occasionnelles et torrentielles conduisant à des inondations ravageuses. Après avoir défini les objectifs de cette étude et les limites du terrain étudié, nous avons essayé de définir la structuration de ce mémoire en allant de la problématique aux approches méthodologiques utilisées afin d'établir la protection de l'oued Agrioune qui traverse le couloir de Kherrata- Souk El Tenine contre les inondations.

L'étude que nous avons menée est scindée essentiellement en trois parties. Dans la première, nous nous sommes intéressés à décrire l'aspect géographique, géologique, hydrogéologique, météorologique, de la zone d'étude, dont l'oued Agrioune situé en aval du barrage d'Ighil Emda est caractérisé par le climat de l'atlas tellien qui présente tous les degrés intermédiaires entre un climat de montagne pluvieux, froid à amplitude thermique relativement faible avec une apparition des phénomènes climatologiques secondaires tels que la Gelée Blanche, Grêle, les orages... et un climat de plaines plus sec relativement chaud et à forts écarts thermiques avec une pluviométrie totale annuelle de 829.02 mm. Par ailleurs, nous avons évoqué un historique des inondations qui ont frappé l'Algérie, notamment les villes situées le long de l'oued .

L'étude géomorphologique nous a permis de déterminer la forme du bassin versant, ce dernier est d'une forme relativement allongée. Le temps de concentration assez faible et la topographie accidentée favorisent la genèse des crues.

La méthode de GRADEX a été utilisée pour estimer le débit de pointe de la crue fréquentielle centennale qui est de 1500 m^3/s, les données hydrométriques de la station de Boubirek ont été exploité, ces dernières ont été ajustées à la loi de Log Normal qui nous permis de déterminer le débit de la période de retour 100 ans et d'autres.

dans le deuxième volet, Nous avons exploité les données du térrain comme un fond topographique ce qui nous a permis de construire la géométrie de notre oued (profile longitudinale, les sections en travers, les berges). et en spécifiant les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour nous avons pu exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du système de rivière et déterminer les hauteurs des tirants d'eau correspondantes aux débit de crue prévu. Les résultats obtenus ont été présentés sous forme de cartes des hauteurs d'eau appelée aussi carte de profondeur dont cette dernière nous a permet d'établir la cartographie du risque. En exploitant les cartes établies, nous avons pu déterminer les zones inondables qui représente l'ensemble des enjeux et vulnérabilité au risque d'inondation pour une crue centennale.

Une fois sont localisées les zones de débordement, dans la troisième partie, nous avons effectué un choix d'aménagement pertinent pour respecter la diversité des enjeux présents le long d'un cours d'eau et favoriser un aménagement du territoire prenant mieux en compte le risque d'inondation et étudier la stabilité des variantes choisies.

Le choix des variantes s'est basé sur une analyse technico-économique, la variante adéquate doit répondre à tout les critères. Pour la commune de Kherrata, on a choisi de l'aménager avec des endiguements (levées) en terre homogène, le coût de cette variante est de **156 198 875 DA** , avec une durée de réalisation de **7 mois et 2 jours.**. La partie d'Iremanen et Souk EL Tenine, on a décidé de tenir la variante d'un canal gabionné à un coût de réalisation de **177 674 4375 DA** et durée de 5 mois et 5 jours.

Construire un ouvrage sans le maintenir affaiblit son fonctionnement dont la protection deviendra insuffisante, pour çelà les communautés devraient être sensibilisées au besoin d'être prêt à agir rapidement lors qu'un avertissement d'inondation est émis. Par ailleurs, un plan de la gestion des urgences en cas d'inondation devrait être mis en place pour les évacuations d'urgences. Ce plan devrait décrire les zones qui doivent être évacuées en cas d'inondation, ainsi que les abris dans les zones proches qui ne sont pas exposées aux risques d'inondation.

Références

Abushandi, E. (2011). Rainfall-Runoffff Modeling in Arid Areas. Thèse de doctorat, École des mines de Freiberg, Allemagne.

Aste, J., F. Leone, and E. Leroi (1996). The evaluation of vulnerability to mass movements : towards a better quantifification of landslide risks. Revue de Géographie Alpine 84 (1), 35–46.

Audrey, B. (2013). Conception de modèles de prévision des crues éclair par apprentissage artifificiel. Thèse de doctorat, l'Université Pierre et Marie Curie, Paris, France.

Bouasria, S., M. Khalladi, and A. Khaldi (2010). Ralentissement dynamique des inondations au niveau d'un bassin versant de l'ouest algérien : cas de l'oued mekerra (sidi bel abbes). European Journal of Scientifific Research 43, 172–182.

Dauphiné, A. (2001). Risques et catastrophes, Observer Spatialiser Comprendre Gérer. Paris, France : Armand Colin.

D'Ercole, R. (1994). La vulnérabilité des siciétés et des espace urbanisés : Concepts, typologie, modèles d'analyse. Revue de géographie Alpine 82 (4), 87–96.

Drobot, S. and D. Parker (2007). Advances and challenges in flash flood warnings. Environmental Hazards 7, 173–178.

Eleutério, J. (2012). Flood risk analysis : impact of uncertainty in hazard modelling and vulnerabibility assessments on damage estimations. Thèse de doctorat, Université de Strasbourg, Strasbourg, France.

Eleutério, J. (2012). Flood risk analysis : impact of uncertainty in hazard modelling and vulnerabibility assessments on damage estimations. Thèse de doctorat, Université de Strasbourg, Strasbourg, France.

Fouchier, C. (2010). Développement d'une méthodologie pour la connaissance régionale des crues. Thèse de doctorat, Université Montpellier II Sciences Et Techniques Du Languedoc, France.

Gheith, H. and M. Sultan (2002). Construction of a hydrologic model for estimating wadi runoff and groundwater recharge in the eastern desert, egypt. Journal of Hydrology 263, 36–55.

GPC (1986). Guide de prévision des crues (Tome 1 ed.). France : Direction de l'Eau et de la prévention des pollutions et des risque.

Green, H., K. Beven, K. Buckley, and P. Young (1994). Mixing and Transport in the Environment.

Hamadache, B., A. Terchi, and O. Brachemi (2002). Study of the meteorological situation which affffected the west and the center of algeria in general and bab-el-oued in particular on 10 november 2001. In Proceedings of 4th EGS Plinius Conference on Mediterranean storms.

HAMDANI Aziz 2012, thèse de Magister, Évolution géomorphologique et morphodynamique du bassin versant de Oued Agrioun à l'amont du Barrage de Ighil Emda (Région de Kherrata).

INERIS (2003). Evaluation des incertitudes associées aux méthodes géostatistiques. Rapport technique, Laboratoire Central de Survaillance de la Qualité de l'Air.

Izambart, G. (2011). L'apport de la pratique de retour d'expérience pour comprendre la vulnérabilité face aux inondations. Mémoire master 1, Université de Toulouse II, France.

Jonkman, S. and I. Kelman (2005). analysis of the causes and circumstances of flflood disaster deaths. Disasters 29, 75–97.

Ketrouci, K. (2014). Application de modèles hydrologiques dans l'estimation des crues extrêmes en Algérie. Thèse de doctorat, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, Algérie.

Lahlah, S. (2004, 15/16/décembre 2004). Les inondations en Algérie. In Actes des Journées Techniques/Risques Naturels, Batna, Algérie, pp. 43–57.

Larousse, C. (2012). Le petit Larousse illustré-2012 (1 ed.).

Molinari, D. and J. Handmer (2011). A behavioural model for quantifying flflood warning effectiveness. Journal of Flood Risk Management 4, 23–32.

Moulin, L. (2007). Prévision des crues rapides avec des modèles hydrologiques globaux. Application aux bassins opérationnels de la Loire supérieure : évaluation des modélisations, prise en compte des incertitudes sur les précipitations moyennes spatiales et utilisation de prévisions météorologiques. Thèse de doctorat, Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, Paris, France.

Oujbbour, B. (2015). Annonce de crue et la mise en place d'un système d'alarme dans le bassin de guelmim. Mémoire de master sciences et techniques, Université Sidi Mohammed Ben Abdellah, Maroc.

Rodier, J. and M. Roche (1978). River flflow in arid regions. Hydrometry : Principles and Practices, Chapter 13, pp. 453–472. John Wiley and Sons.

Touaïbia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

UNDRO (1980). Natural disasters and vulnerability analysis. Report of expert group meeting, United Nations Disaster Relief Offiffiffice, New-York, USA.

UNESCO (1992). Glossaire international d'hydrologie. Rapport OMM-N° 385, UNESCO, Genève. Glossaire international d'hydrologie. Rapport OMM-N° 385, UNESCO, Genève.

U.S. Army Corps of Engineers (2010a). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

Veyret, Y. (2004). Les risques (comprendre, recherche, s'entraîner). Quercy, Bréal, 17–47.

Vos, F., J. Rodriguez, R. Below, and D. Guha-Sapir (2010). Annual disaster statistical review 2009 : The numbers and trends. Rapport de recherche, Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, Belgique.

ZEROUAL, Ayoub, ASSANI, Ali.A., MEDDI, M. et al., 2019. Assessment of climate change in Algeria from 1951 to 2098 using the Köppen–Geiger climate classification scheme. Clim Dyn 52, 227–243 (2019).

Références sitographiques

https ://www.arcgis.com/apps/mapviewer/

https ://fr.climate-data.org

https ://earthexplorer.usgs.gov/

https ://www.eaufrance.fr/

https ://www.youtube.com/watch ?v=BE1ZaaBemwc

Annexes

Annexe N°1 :

Cartes géologiques

وزارة الصناعة و الطاقة
إدارة المناجم و الجيولوجيا
مصلحة الخرائط الجيولوجية للجزائر

MINISTÈRE DE L'INDUSTRIE ET DE L'ÉNERGIE
DIRECTION DES MINES ET DE LA GÉOLOGIE
SERVICE DE LA CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGÉRIE

خريطة الجزائر الجيولوجية
CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGÉRIE
خراطة
KHERRATA

سوناطراك
قسم هيدروكربورات
إدارة الإستكشاف

SONATRACH
DIVISION HYDROCARBURES
DIRECTION EXPLORATION

ALGÉRIE

FEUILLE N° 70

TERRAINS SÉDIMENTAIRES

QUATERNAIRE

MIO-PLIOCÈNE

PLIOCÈNE KABYLES

FORMATIONS TELLIENNES

SIGNES CONVENTIONNELS

COUPES INTERPRÉTATIVES AU 1/50 000

SCHÉMA STRUCTURAL SIMPLIFIÉ

NOTICE EXPLICATIVE

INTRODUCTION

La feuille de Ziama occupe le centre de la Kabylie des Babors et une des plus merveilleuses régions naturelles de l'Algérie. Ce pays montagneux, véritable sierra aux sommets élevés, latéralisée (Kef-Lakhal 1 600 m. Dj. Babor 2 004 m. Dj. Tababort 1 969 m.), aux ombres escarpées et dentelées, aux flancs abrupts, forme un cadre grandiose au golfe de Bougie et contribue à en faire un des plus beaux paysages du monde.

Les dénivellations considérables (800 à 1 200 m.), les ressauts brusques, les vallées profondes qui ne présentent que quelques terrasses alluvionnaires, attestent une hydrographie jeune. En effet, l'Oued Agrioun, principale artère fluviale de la région, devenu l'un des émissaires méditerranéens de l'ancien bassin lacustre oligocène, traverse les chaînes calcaires par des cluses Nord-Sud dont la plus importante et de beaucoup la plus pittoresque est celle du Chabet-el-Akra (entrée de la mer). Ce défilé long d'environ 7 km. est entaillé à pic dans les formidables masses de calcaires liasiques du Dj. Adrar Amellal (1 777 m.) et du Dj. Tababort (1 898 m.). Les auteurs sont d'une divulgué des massifs côtiers avec un régime torrentiel qui contribue à la formation de puissants cônes de déjections dont il y a lieu de tenir compte lors de l'établissement des routes ou voies ferrées.

Le climat est très humide. Cette partie du littoral est la plus arrosée de toute l'Algérie (environ 1 m.) et possède de magnifiques régions forestières.

Au point de vue orographique, le pays est divisé en une série de chaînes ou chaînons sensiblement parallèles et orientées généralement N.-N.-E. — S.-S.-O., avec ramifications locales.

Toutes les crêtes (Dj. Babor excepté) sont formées par les calcaires liasiques et jurassiques qui jouent un rôle topographique primordial.

Les vallées sont orientées parallèlement aux lignes de relief ; une seule plaine littorale s'étend de Souk el Tenine à l'oued Marta.

Les communications sont difficiles, surtout du Nord au Sud : une seule route va de Bougie à Sétif par l'oued Agrioun et le Chabet-el-Akra. A Souk el Tenine s'embranche la pittoresque route en corniche qui conduit à Djidjelli. Les autres voies d'accès sont uniquement des sentiers muletiers souvent impraticables.

DESCRIPTION SOMMAIRE DES TERRAINS SÉDIMENTAIRES

A. Alluvions récentes et cônes de déjections de l'oued Agrioun et des divers cônes à régime torrentiel.

A6. Plages et dunes actuelles. Cordon dunaire s'étendant du Cap Aokas aux falaises des Deux Bagh-cal.

a². Alluvions marécageuses de l'embouchure de l'oued Agrioun.

a². Alluvions de la plaine d'Aokis (oued Marta — Souk-el-Tenine) qui ne sont en grande partie que cônes de déjections remaniés et dus aux rivers de l'oued Agrioun.

q¹⁻². Plages marines de 15 m. et au-dessus, formant cordon littoral sur le pourtour du golfe de Bougie. Ces plages formées de cailloutis, de sables et grès, conglomérat très peu de fossiles (spatangues pectoncles et cardium). L'affleurement le plus continu se trouve le long de la route des falaises entre Souk-el-Tenine et Ziama

q' Alluvions anciennes de l'oued Agrioun (niveau inférieur).

q₁. Alluvions anciennes et cônes de déjections dont on trouve des lambeaux tout le long de la vallée de l'oued Agrioun. Ce lit remplie en voit sur la tranche des calcaires urgoniennes de Darguinah.

T. Tuf et travertins recouvrant des argiles du Chabet el Akra, de Beni Ismail, de Darguinah et des Deux Fontaines. Au nord du Dj. Hadid, des masses de travertins puissantes se montrent à Tassika.

On y trouve de nombreuses empreintes.

b. Brèches calcaires et éboulis de pentes. Dépôts parfois très puissants recouvrant une partie de la vallée des Beni Ismail, et fréquents dans les autres dépressions. Formés en majeure partie de débris liasiques et jurassiques fortement cimentés, cette roche est très dure et donne une excellente pierre de construction. Sur la côte, au cap Aokas, aux falaises, près Ziama Mansouriah, ces dépôts incluses supportent les plages marines. Des grottes et cavernes s'y sont creusées dans lesquelles on trouve des ossements en grande abondance (rhinocéros, hippopotames, etc.). Ces dépôts détritiques sont très anciens, entièrement ou partie pliocènes, et peut-être même antérieurs au pliocène.

m². Marnes argileuses de Souk-el-Tenine attribuées à cet étage, par analogie de faciès avec celles du bassin de Djidjelli-Qsebah.

m². Cartennien pradingien, gris et marnes grises, jaunâtres, rouges, parfois violacées, à bancs abondants. On y trouve des échinides (clypeastres, oursins, scutelles), des coraux (*O. Cumingiana*, de nombreux polypiers et gastéropodes, des dents de squales (*odontaspis acutissima*), des débris de crabes, des polypiers, spongiaires, foraminifères, mélobésies, etc., etc.

a¹⁻². Molassien Numidien. Argiles schisteuses et grès quartzifères, argiles ocellaires et grès schistoïdes, tendres, transgressifs sur le trias et le crétacé au Pic d'Adrédah.

a¹⁻² Eocène moyen. Calcaires compacts à structure zonaire généralement bréchoïde passant parfois à des marnes calcaires et plaquettes ocellaires fossilifères. On y trouve des nummulites, orthophragmina, operculina, alveolina, des polypiers, échinodermes, mollusques, poissons et échinides ; les foraminifères y sont abondants. Ce sont des formations récifales moulées ou accrochées aux reliefs liasiques bâtant dans la mer cartennienne.

e 1V. Sénonien. Calcaires à silex. Calcaires blancs bien lités et marno-calcaires riches en silex. Des argiles schisteuses noires à fins glaucosiques s'intercalent parfois entre les calcaires à silex et les marnes schisteuses noires à feuilles ocellaires du sénonien. On en trouve de nombreux affleurements, parfois très restreints, dans la région de Kerrata et au sud du Babor.

C¹⁻². Sénonien. Faciès classique de marnes schisteuses noires à filonets de calcite, marno-calcaires de marnes parfois couchoïdes à feuilles de calcaires jaunes. Ces feuilles calcaires donnent une apparence de stratification. Les fucoïdes sont assez fréquents en rubanage de ces feuilles. J'y ai recueilli le belemnitelle verrucosus. Au sud du Babor, les fucoïdes sont extrêmement abondants dans les marno-calcaires.

C¹⁻². Sénonien détritique. Conglomérats formés surtout de galets liasiques et jurassiques soudés sur le flanc nord du Dj. Berk (Zéma-Mansouriah). Ces conglomérats, en bancs ou en lentilles plus ou moins volumineuses sont intercalés, dans les schistes et marno-calcaires. Le plus souvent on trouve seulement des galets liasiques épars dans les schistes.

C¹⁻². Cénomanien. Cette assise atteint par ses marnes noires et marno-calcaires à *Schloenbachia adriana*, surmontées de marno-calcaires et calcaires marneux.

C¹⁻². Albien. Se présente avec une facies classique de schistes ollieux et quartzeux noirs ou bruns. Les quartzites présentent en surface des nerfs de joints de vers et empreintes grossières. Un peu au nord des sources de l'oued Berd où j'trouve des *parahoplites Milleti*.

C gⁱ⁻². Barrémien-aptien. Assise beaucoup plus calcaire avec schistes tendres généralement de couleur claire, rappelant le faciès du sud d'Orez. (Tamesrath.) On y trouve de nombreux phyllocéras, ptychoceras, hélicoceras, etc.

C ¹⁻². Groupe néocomien. Ensemble de toute la série marno-calcaire et ollieuse non urgonien.

C gⁱ⁻². Valanginien-Hauterivien. Schistes ollieux et marno-calcaires à faciès ollieux dominant nettement. Les schistes sont durs et dégagent en grandes dalles, en plaques et plaquettes. Les parties marno-calcaires sont à grès empâtées. Les fossiles sont abondants en particulier au sommet du Babor et dans la vallée de l'oued Agrioun. J'y ai recueilli *Hoplitoceras Simonowi Gemmellaroi*, *Hoplites* (*Holcodiscus Boissieri*), des *Phylloceras*, *Lytoceras*, etc., ainsi que des hélicoceras (*Duvalia* lata et *dilatata*).

C ¹⁻². Conglomérats de l'oued Agrioun. Ce sont des dépôts détritiques spéciaux à éléments triasiques, liasiques et jurassiques, exposés d'ailleurs sur la feuille voisine des éléments ancrins. Ces conglomérats parfois puissants (plus de 100 m. sur le flanc nord de l'Adrar N'Fadi) sont intercalés dans les schistes et marno-calcaires et contiennent la même faune. A ces conglomérats s'associent de nombreux « ripple-marks », dont le plus bel exemple se trouve à l'oued du cap Aokas, à côté de la ferme Lombard, à l'oued Ziama. Ces dépôts détritiques recouvrent en escarpe-ment les calcaires et calcaires en se montrent accrêts sur leurs flancs.

C ¹⁻². Berriasien. Marno-calcaires et marnes schisteuses se rattachant à la série jurassique par continuité de sédimentation. Cette assise n'est pas partout visible.

DESCRIPTION SOMMAIRE DES TERRAINS SÉDIMENTAIRES

J ¹⁻³. Assise marno-calcaire et détritique qui pourrait représenter tout le jurassique supérieur. Des calcaires lithographiques sont par des couches détritiques s'intercalant vers la partie supérieure. Tout cet ensemble est général de calcaires gris à noirs, vert pâle, jaunâtre), est surtout caractérisé par la grande abondance de petits spirifères. Au sud de la mission carcinaire de Darguinah, j'y ai recueilli des échinides (cidaridæ), cemocrinus (*Lyriocrinus*), etc.

J ¹⁻². Calcaro-schisteux. Assise marno-gréseuse, toujours très reconnaissable par sa coloration chocolat, et donnant le rouge, le noir et le vert, avec toutes les teintes intermédiaires et nombreuses marbrées. On y a rencontré qui de très grands spécimens. Les couches rouge intercalent se rattachent à l'argovien.

DESCRIPTION SOMMAIRE DES TERRAINS SÉDIMENTAIRES

J ¹⁻². Calcaires récifaux et oolithe inférieure. Assise calcaire-siliceuse. Calcaires marneux gris ou blancs présentant de nombreuses traces d'algues. Le plus fréquemment, ce sont des calcaires durs en pâte à bancs très réguliers, à fins silicieux, qui par érosion font saillie sur la tranche des bancs calcaires, donnant au aspect tout à fait typique à cet ensemble.

J ¹. Lias supérieur. Calcaires marneux en petits bancs réguliers intercalés marnes schisteuses et marno-calcaires. On y trouve ses, *dapsus*, *am. planatus*, *am. fabellum*, etc.

t ¹⁻². Dolomies, calcaires dolomitiques, calcaires massifs et calcaires en bancs. Des oolithes ollieux se montrent dans les parties supérieures.

T Brèches et calcaires dolomitiques souvent bréchoïdes. En quelques points ils passent au pliocène.

J ¹⁻². Complexe triasique se présentant sous ses faces classique nord-africain : avec associations de marnes bariolées, dolomies, cargneules, calcaires dolomitiques et calcaires jaunes en plaquettes. Le gypse, il est pointer et non visible vers le sud, y trouvent fréquemment associés. Les quartz hyporsonnés sont partout abondants.

r. Poudingues et grès rouges, schistes, ocellaires ou bruns, parfois très calcaires occupés à cause de leur roche cruptive verte.

NOTICE EXPLICATIVE DE LA FEUILLE DE ZIAMA

ROCHES ÉRUPTIVES

(ρ). Roches vertes (diabase ophitique).

APERÇU STRATIGRAPHIQUE ET TECTONIQUE

La tectonique de la Kabylie des Babors est relativement simple si on envisage en son ainsi d'ensemble en synclinaux sensiblement parallèles et en direction sud-Est, Nord-Ouest. Ces synclinaux ou synclinaux sont, surmaux, diversés, étirés, ou fermant même de véritables écailles. Ces accidents tectoniques sont toujours localisés, et latéralement, tout redevient normal. L'évolution orogénique de ce pays est caractérisée par des cycles successifs d'émersions, d'abrasions, d'immersions, avec phénomènes parfois accusés dès le fin du secondaire. Ces transgressions successives avec cycles étroitement coté donnent lieu à d'importantes lacunes stratigraphiques. La trias présente un développement considérable sur la feuille de Ziama et joue un grand rôle tectonique. Il se montre : en minimum normal à la base du lias ou remanié par le crétacé, l'éocène et le miocène ; en situation anormale, par intrusion latérale ou secondaire, ou même complètement isolé.

La tectonique du trias, son émigration, sa mise en place dans toutes sortes de situations présentent de remarquables rapports de continuité, sur ici prise sur le vif, par l'observation directe, grâce aux ravines profondes qui entaillent et disséquent cette région. Le rôle capital du niveau à quelles (argiles schisteuses des marnes et argiles noires) et plus ses roches

important que joue le point (argiles *compactes de la couverture secondaire* et jurassique), tout à fait remarquable.

L'un lieu à ce point terminale qui comprise le substratum plastique, triasique et le lieu exigue de son gite original dans les fractures des terrains secondaires, qu'est dû le grand nombre d'affleurements triasiques d'apparence anormale.

Le lias moyen et supérieur forme l'ossature même des lignes orographiques qui entourent tout le pays environnant et lui donnent cet aspect sauvage et grandiose.

La série paraissait, probablement complète, à été en grande partie démantelée sur le rivage intérieur, sauf les cough-mont-a coupé en avant d'une falaise calcaire remaniée. La lacune jurassique supérieure et d'autre point en pic-hâtement au grand jour la série sub-lithographique.

La série crétacée qui comprend toutes les subdivisions secondaires dans l'Atlas tellien occupe une très grande surface sur cette feuille. Il est très important de noter ici la présence de conglomérats parfois puissants intercalés, dans les schistes et marno-calcaires à ammonites. La présence de ces conglomérats dans toute la série crétacée, du Valanginien au Sénonien, ainsi que de nombreux exemples de « ripple-marks », présentent de délaire que, dès le commencement, les dépôts de la Kabylie des Babors étaient exposés et en partie émergés avec une orientation générale Est-Ouest, visible de l'extrémité actuelle.

Les transgressions successives newtoniennes les oolithes étroites et grossières, épaisseurs au néolithique étroits (Babor-Tababort) en remaniant les éléments locaux représentés par des dépôts détritiques disséminés dans tout les étages et que l'on peut considérer comme typiques du régime littoral de la Kabylie des Babors.

Ainsi, les chaînes de ce pays s'inquiètent sur l'extrême bord nord du géosynclinal tellien, dès la fin du Jurassique, s'affirment et prennent leur véritable caractère pendant le Crétacé, pour se manifester sous apparence de montagnes importantes à travers les autres stations.

L'Eocène inférieur (calcaires à silex) bien développé dans la région méridionale, s'avance vers le Nord jusqu'au pied de la chaîne la plus nord-littorale des Babors dans les régions de Kerrata et de Petit-Gevelle.

Le Nummulitique, signalé par E. Ficheur, présente un seul témoin au Sud Lalla Kredja (sud de Zéma-Mansouriah).

Le Nummulitique (Bartonien-Numidien) reconnaissable à Tizi N'Kerrida, est surtout développé vers l'Ouest (région de Bougie) et vers l'Est (région de Djidjelli où j'ai découvert des dépôts-côtiers au Néolithique des cough-mêmes de base.

Le Cartennien représente la dernière phase d'invasion marine de cette région, émergée depuis le miocène moyen. Cet étage largement transgressif semble partout avoir été emprunté. Le Sahélien et le Pliocène existent localisés dans les dépressions côtières.

RÉGIME DES EAUX

Les sources sont extrêmement abondantes. Les plus importantes de la région se trouvent à la base du lias, au contact du trias, et sont pour la plupart de véritables émergences vauclusiennes. Ces eaux sont très chargées de calcaires et donnent lieu à des dépôts parfois puissants de tufs et travertins assez fréquents (source d'eau chaude de Tassika, source de Darguinah (oued Agrioun), de Ras el Ouest (Beni Foughal).

L'hydrologie de cet ensemble de Crétacé, assez non-avare de sources intéressantes qui alimentent les nombreux villages disséminés le long des vallées.

Les marno-calcaires du Cénomanien, les calcaires à inocérames du Sénonien et les sables et grès à Silex donnent également lieu à des sources d'assez faible débit. Les grès du Molassien-Numidien et ceux du Cartennien dont les affleurements sont très restreints, ne présentent aucun intérêt aquifère. Les éboulis de pentes calcaires à toute une série de sources. Les sources vauclusiennes, les plus importantes (source de Kefkadah) font un projet d'utilisation pour l'alimentation en eau du chemin de fer Bougie-Sétif.

Eaux minérales. Il faut noter ici la fréquence des eaux minérales et thermo-minérales. Le Service des Mines mentionne un certain nombre de ces sources qui sont également indiquées sur la carte topographique. Je cite ici les plus importantes :

Source bicarbonatée sodico-calcique : Sources des Deux Ponts, à Beni-Ismail.

Source ferrugineuse : Oued Embarek-Darguinah, Chabet el Akra. Deux fontaines, Ras el Ouest.

Source sulfureuse : Ras el Ouest (Dj. Hadid).

Source alcalo-calcique : Sidi Youssef (Darguinah).

Source chlorurée-calcique sodique : Sources du Chabet-el-Akra Nord (arrêt des gorges sur la rive droite).

Source salée : Tala Alla, Tassila.

VÉGÉTATION ET CULTURES

La végétation est en rapport avec la quantité d'eau que reçoit cette région (1 m.). Les forêts occupent tout le pays. On y trouve surtout le chêne-liège (*Quercus suber*), jusqu'à environ 1 200 m. Le *chêne vert* (*Q. Ilex*) l'accompagne dans l'étage montagnard. Dans les régions montagneuses, sur les sols profonds se plaisent le *chêne zeen* (*Q. mirbeckii*) et le *chêne afarès* (*Q. castaneifolia* v. s. p. afarès). Au Tibahort et au Babor, on trouve de beaux spécimens de *sapins de Numidie* (*Abies numidica*) et du *Pinsapo marocain* que l'on trouve aussi en Grèce, dans l'Atlas et le Nord.

Les cèdres (*cedrus libanotica* v. s. p. *atlantica*) forment une des plus belles forêts de la région sur la ligne de faîte. Les cèdres se retrouvent aux Deux Fontaines dans la vallée d'Adrar Amellal et au Dj. Tababort. Sur les bancs calcaires du Tababort, il faut signaler un boisement de *buis*.

Les trois montagnes aux herbes sont couvertes de *ciste* (*Ampelosmus mauritanicus*). A Darguinah, les chênes-lièges sont contenus sur le sol ollieux et l'on y voit des *yeuses* (*Quercus Ilex*) et de magnifiques *oxycèdres* dont les fruits sont très recherchés (Beni Ismail, Deval-Fallot, Tababort, Beni-Hamette, etc.).

Dans les vallées, on trouve des *oliviers*, sauvageons qui s'associent aux *arbres fruitiers* : figuiers, pêchers, pruniers, poiriers, pommiers, amandiers, grenadiers, néfliers, et quelques *abricotiers* dans les régions élevées.

Les *Vignes*, très abondantes, servent à la confection des boissons. Les *palmiers nains* (*Chamærops humilis*) abondent, servent la variété à pêcher. Cette culture est une grande source de revenus pour eux. Les beaux végétaux occupent les dépressions côtières. La plaine d'Adrézil est en voie d'utilisation.

INDUSTRIE

Le gypse triasique très abondant (plus de 30 affleurements) n'est exploité industriellement que sur le flanc Nord-Est. Les sources salées des Beni-Ismail, fournissent du sel qui est vendu sur les marchés environnants. Les argiles schisteuses du sénonien sont utilisées aux Beni Ismail pour la fabrication

ALGÉRIE DÉPT DE CONSTANTINE F^ue N° 48 B 4 C 23

CARTE TOPOGRAPHIQUE DE L'ÉTAT MAJOR

ZIAMA

CARTE GÉOLOGIQUE DÉTAILLÉE

Les explorations et tracés de E. Ficheur, Inspecteur de la Faculté des Sciences d'Alger. Henri Brunhes, M. Travers. Cartes géologiques consultées. Le travail graphique a été exécuté par M. M. Ferrand.

Échelle : 1:50.000

LÉGENDE TECHNIQUE

Hydrographie

Agriculture

Métallurgie

Matériaux de Construction et d'empierrement

Matériaux utiles

Divers

Annexe N°2 :

Série pluviométrique

Table 1 – Série Pluviométrique de La station 03.02.04

Années	Pjmax (mm)	Années	Pjmax (mm)
1	40.8	19	70
2	70.6	20	48
3	72	21	32.2
4	31.5	22	50.7
5	42	23	49.7
6	40	24	24.8
7	51	25	56
8	30	26	53.3
9	60	27	41.7
10	51	28	42.1
11	32	29	41.3
12	48	30	72.8
13	64	31	103
14	50	32	90
15	53	33	34.5
16	40	34	41.3
17	74.5	35	62.8
18	65	36	46
		37	37

Table 2 – Série pluviométrique de la station 030205

Années	Pjmax (mm)	Années	Pjmax (mm)
1969	36.1	1987	27.5
1970	42.3	1988	80
1971	46.9	1989	33.5
1972	42.6	1990	45
1973	60.6	1991	56
1974	76.6	1992	46
1975	22	1993	32.5
1976	40.8	1994	80
1977	32	1995	43.5
1978	29.5	1996	23
1979	47.5	1997	42
1980	54.5	1998	46
1981	40	1999	45
1982	48	2000	35
1983	70.5	2001	21
1984	60	2002	82.5
1985	54	2003	43.2
1986	37.5	2004	69.5

TABLE 3 – Série pluviométrique de la station 030207

Années	Pjmax (mm)	Années	Pjmax (mm)	Années	Pjmax (mm)
1974	74.7	1987	39.2	1999	55.3
1975	98.2	1988	69.5	2000	79.5
1976	125.8	1989	69	2001	54.8
1977	67.2	1990	160.6	2002	97.2
1978	74	1991	95.9	2003	47.5
1979	57.1	1992	56.2	2004	80.3
1980	96	1993		2005	58
1981	64	1994	55.9	2006	81
1982	116	1995	55.9	2007	98.9
1983	64.7	1996	93.5	2008	
1984	101.8	1997	55	2009	77.4
1985	96.5	1998	149.8	2010	68.8
1986	101.2	1999	67.6	2011	

Annexe N° :3

Tableau des Valeurs de χ^2

Annexe 2. Table du χ^2

P / γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	54.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ

Annexe N°4 :

Valeur de rugosité de Maning

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0.033	0.035
Moëllons dressés	0.013	0.014	0.015	0.017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0.011	0.012	0.013	0.015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre droits et uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0.025	0.030	0.033	0.035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0.035	0.040	0.045	-
Canaux en terre à larges méandres	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre dragués	0.025	0.0275	0.030	0.033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0.028	0.030	0.033	0.035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0.025	0.0275	0.030	0.033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0.030	0.033	0.035	0.040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0.035	0.040	0.045	0.050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0.040	0.045	0.050	0.055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0.033	0.035	0.040	0.045
6) Idem 4, avec pierres	0.045	0.050	0.055	0.060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0.050	0.060	0.070	0.080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0.075	0.100	0.125	0.150

Annexe N 5

Dimensionnement de l'endiguement en prenant en compte le coefficient de séismicité f=0.2g

I-Amont :

La figure **3** montre le résultat graphique de l'analyse de stabilité du remblai en prenant en considération le coefficient de séismicité f=0.2 g , la surface de glissement critique pour laquelle le facteur de sécurité est le plus faible possible (Fs=0.732) dans le cas de la levée assimilée à un remblai reposant sur une couche de sol de terrain naturel.

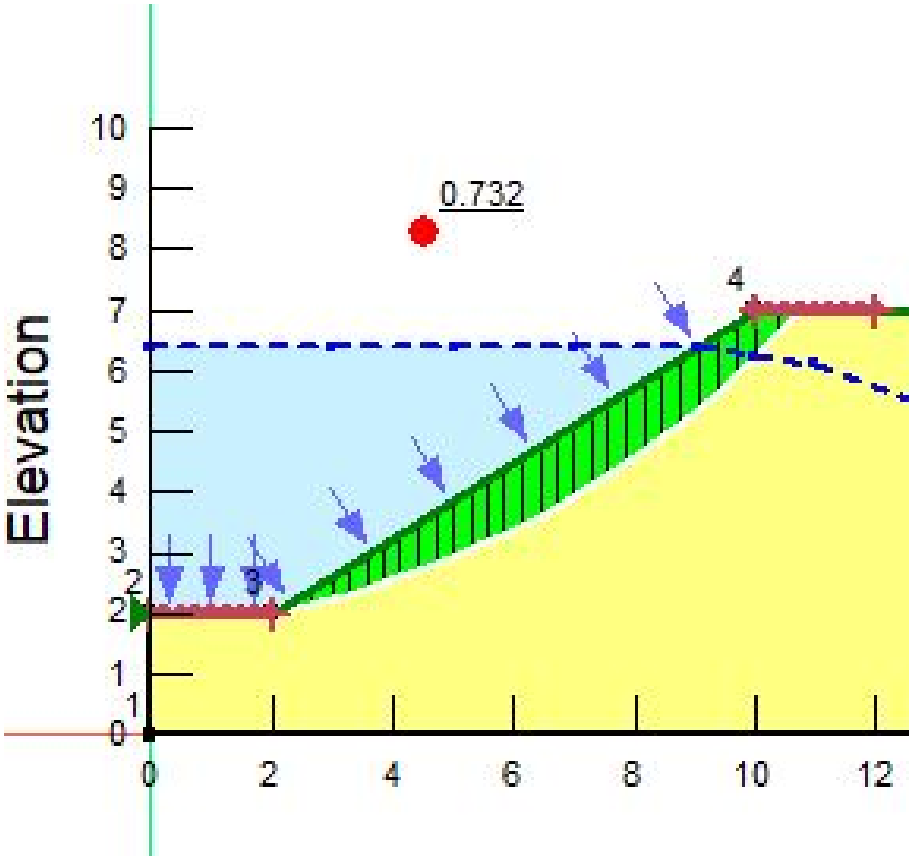


FIGURE 3 – Surface de glissement critique avant changement de pente de talus coté amont.

La figure **3** montre le facteur de sécurité calculé ($Fs = 0.732$) par la méthode de *Morgenstern-Price*. Ce qui indique une instabilité dans le talus amont de l'endiguement, il est nécessaire de renforcer ce talus, dans mon cas j'ai choisi d'adoucir la pente du talus amont par conséquent agrandir la largeur du fond de la digue La figure **4** montre le résultat d'analyse après adoucissement de la pente du talus aval.

La modification de la pente de talus amont est effectivement une solution, on remarque l'augmentation du Facteur de Sécurité minimum de $Fs = 0.732$ à la valeur $Fs = 1.025$.La figure **4** représente la projection du facteur de sécurité calculé par méthode de *Morgenstern-Price*.

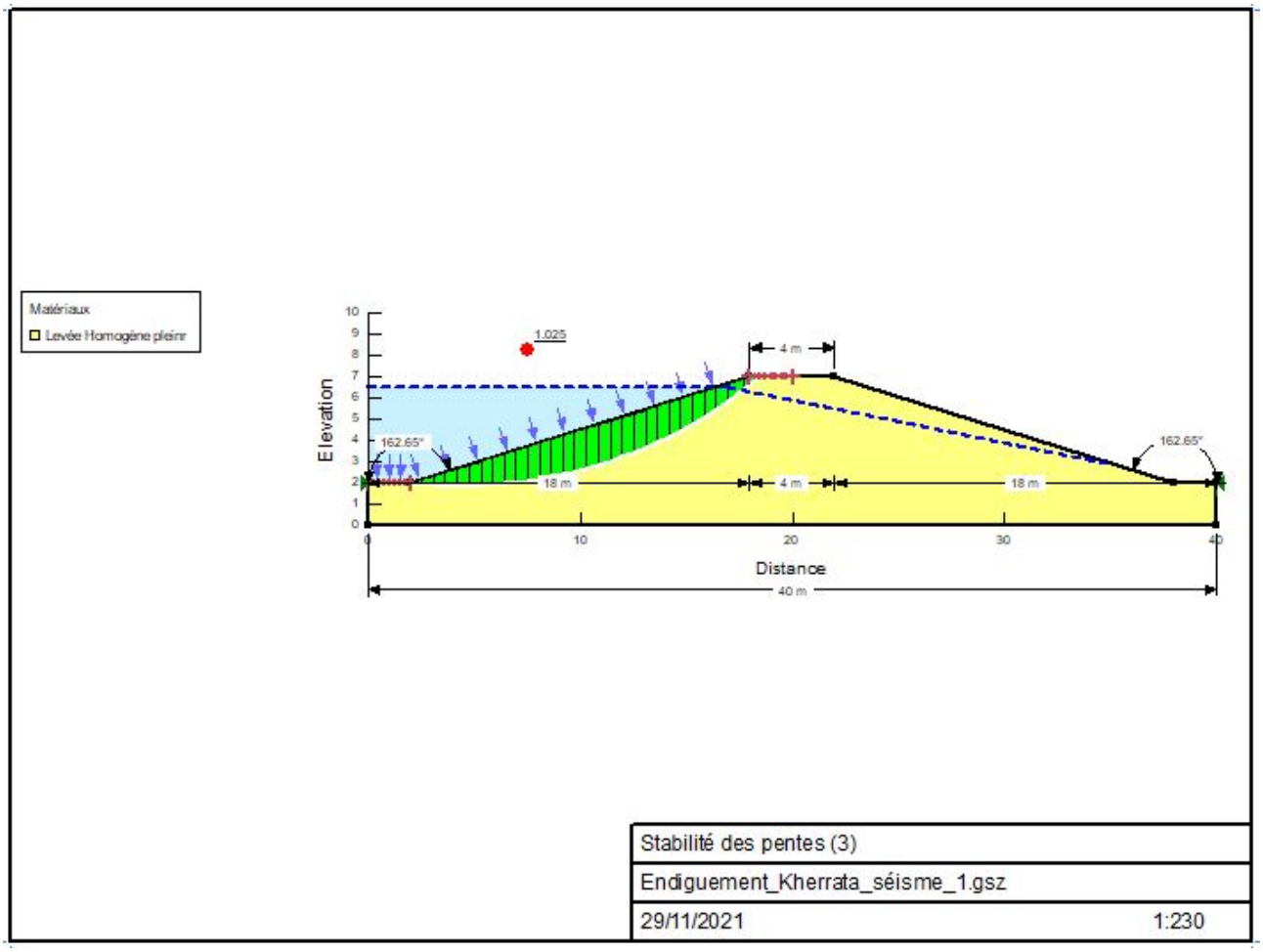


FIGURE 4 – Surface de glissement critique après changement de pente de talus coté amont.

II-Aval :

L'établissement des segments d'entrée et sortie de surface de glissement dans le remblai coté aval.

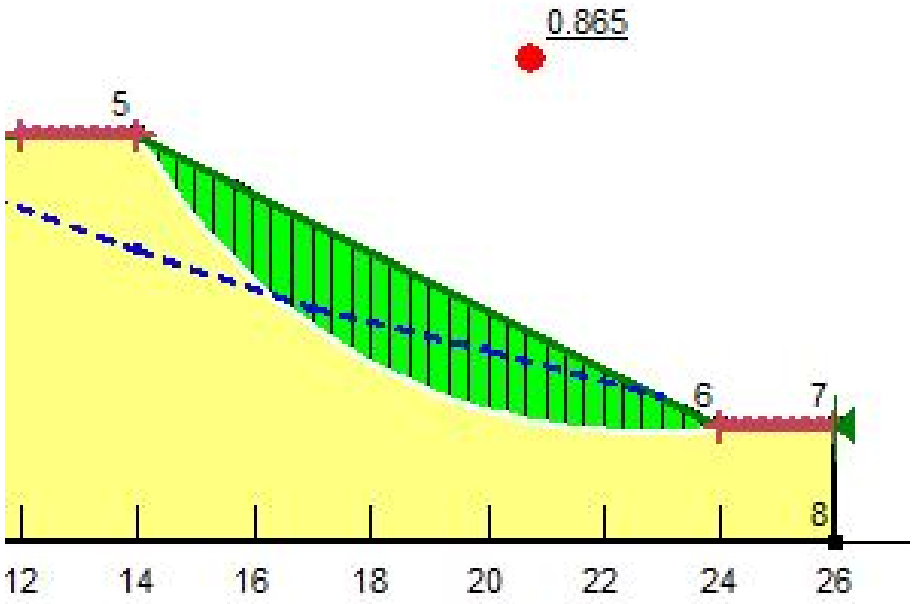


FIGURE 5 – Surface de glissement critique avant changement de pente de talus coté aval.

La modification de la pente de talus aval est effectivement une solution, on remarque l'augmentation du Facteur de Sécurité minimum de $Fs = 0.865$ à la valeur $Fs = 1.025$.La figure **6** représente la projection du facteur de sécurité calculé par méthode de *Morgenstern-Price*.

Le changement de la pente affecte le prix de réalisation du projet, nous montrons ci-dessous le devis de réalisation de l'endiguement aprés avoir adoucir les pentes :

TABLE 4 – Devis de la variante d'endiguement pour le trançon de la commune de Kherrata aprés adoucissement des talus..

Désignations des travaux	Endiguement	Longueur	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Térrassement (Remblais)	1	1200	m^3	216000	700	151200000
	2	440	m^3	79200		55440000
	3	340	m^3	61200		42840000
Montant total						249480000

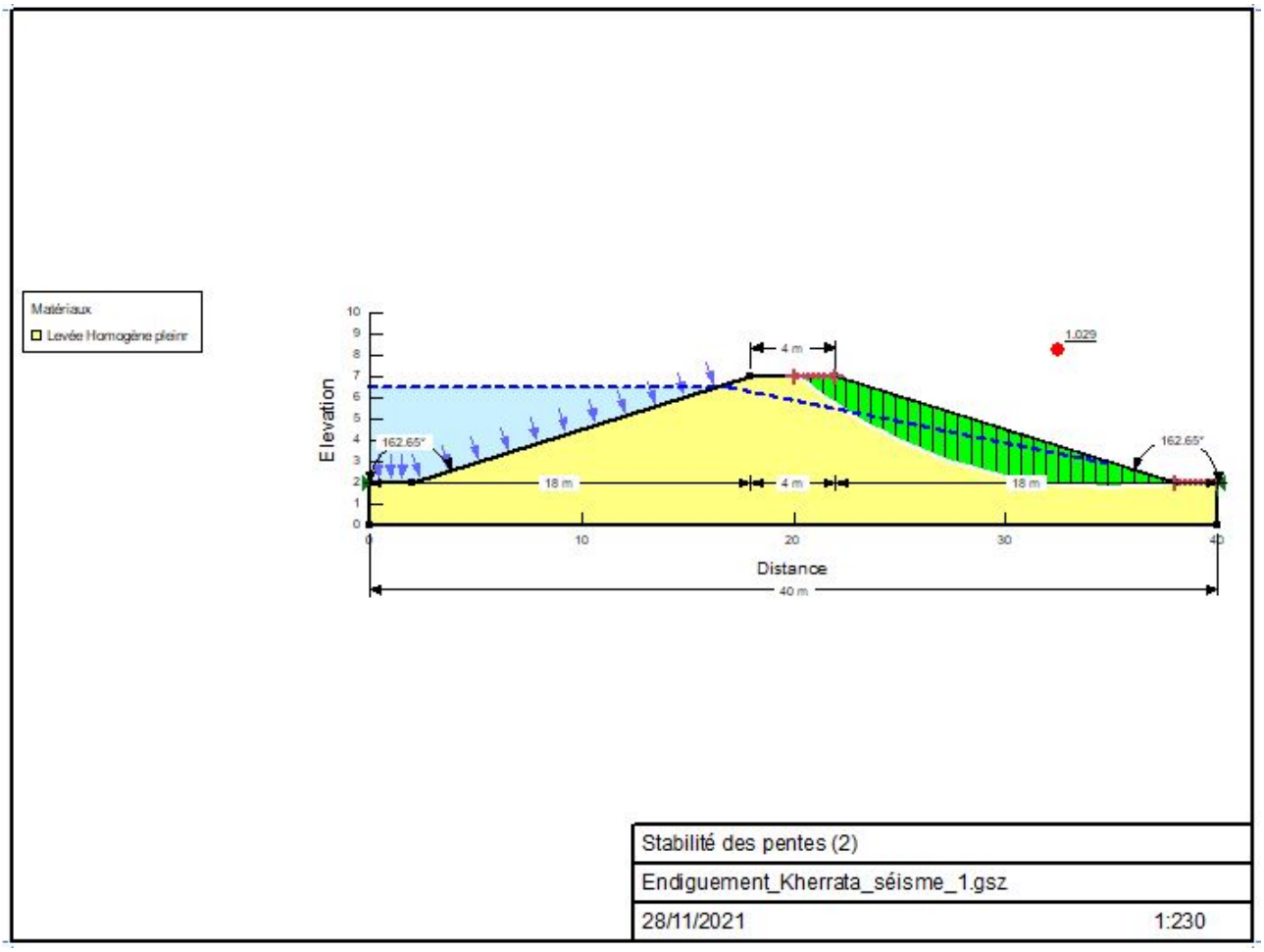


FIGURE 6 – Surface de glissement critique après changement de pente de talus coté aval.