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"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

Aménagement d'oued sayeed a travers la commune de Sidi slimane (w.Tissemsilt)

Présenté par :
BOUAMRA Abdraouf

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	Professeur	Président
M.D BENSALAH	M.C.B	Examinateur
E.Osmani	M.A.A	Examinateur
Mme D.DJOUDAR	M.C.B	Promoteur

Session décembre 2021

REMERCIEMENT

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire ***Mme DJOUDAR*** *, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie mes frères, pour leurs encouragements.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amis et mes collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche

A tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitud

DEDICACE

***J**e dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études en premier lieu à :*

***A** ma chère mère , et mon cher père . Rien au monde n'égale leurs efforts consentis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être . Que dieu les préserve et les procure santé et longue vie.*

***A** mes deux frères alaa et ramzy qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études .*

***A** mes chers amies :*
Reda,Rayane,Momene,issam,mohamed,seddik ,hadi,fadia,ichrak,saoussen,rokaya,nesrine, …, je vous remercie pour les moments inoubliables que nous avons partagée ensemble.

Votre précieuse collaboration et votre soutien amical m'ont été source d'inspiration et d'encouragement.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

ABES ANIS 2012

ملخص

مسألة الأخطار الطبيعية كالفيضانات هي مسألة في الجزائر وفي جميع أنحاء العالم، حتى يكون التسيير عقلاني لابد من إشراك جميع أصحاب المصلحة(صانعي القرار والتقنيين والسكان) لتعيين الوسائل التي يمكن استعمالها من اجل الحماية منها ، والطرق البديلة المتاحة لتخفيف الأضرار البشرية والمادية الناجمة عن هذه الظاهرة.

تعلق عملنا هذا في مكافحة الفيضانات في مدينة سيدي سليمان بولاية تيسمسيلت التي يتسبب فيها واد ساید , وذلك بتحديد الارتفاعات القصوى لمياه الفيضانات من أجل ضمان سلامة الموارد المادية والبشرية بالمدينة. في هذا السياق، استخدمنا العديد من الدراسات. اولا، قمنا بدراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتحديد كمية التدفق ثم دراسة طبوغرافية وهيدروليكية للمحاكاة باستخدام برنامج HEC-RASوأخيرا وصف لخيارات التطوير المقترحة لاختيار الحل الأنسب من الناحية الفنية واالقتصادية.

الكلمات المفتاحية: فيضانات، أمطار، حماية، المشاريع المائية، واد ساید

Résumé :

La question des risques naturels tels que les inondations est un enjeu en Algérie et dans le monde, afin d'être une gestion rationnelle , il faut impliquer toutes les parties prenantes(décideurs, technologues et riverains) pour identifier les moyens qui peuvent être utilisés pour s'en protéger, et les moyens alternatifs disponibles pour atténuer les dommages humains et matériels causés par ce phénomène. Déterminer les élévations maximales des eaux de crue afin d'assurer la sécurité des ressources physiques et humaines de la ville.

Dans ce contexte, nous avons utilisé plusieurs études. Nous avons d'abord réalisé une étude hydrologique pour analyser les précipitations et déterminer la quantité d'écoulement, puis une étude topographique et hydraulique de la simulation à l'aide du programme HEC-RAS et enfin une description des options de développement proposées pour choisir la solution la plus techniquement et économiquement appropriée.

Mots-clés: inondation, pluie, protection, voie navigable, oued sayyed

Abstract :

The question of natural risks such as floods is an issue in Algeria and in the world, in order to be a rational management, it is necessary to involve all the stakeholders (decision makers, technologists and residents) to identify the means that can be used to protect themselves from it, and the alternative means available to mitigate the human and material damage caused by this phenomenon. Determine the maximum flood elevations to ensure the safety of the city's physical and human resources.

In this context, we used several studies. Firstly, we carried out a hydrological study to analyse the precipitation and determine the amount of flow, then a topographical and hydraulic study of the simulation using the HEC-RAS programme and finally a description of the proposed development options to choose the most technically and economically appropriate solution.

Keywords: flood, rain, protection, waterway, oued sayyed.

Table Des Matières

REMERCIEMENT 2
DEDICACE 3
Résumé : 4
Liste Des Tableau 9
Liste Des Figures 11
Liste des planches 13
Introduction générale 14
Introduction : 16
I.1-SITUATION GEOGRAPHIQUES DE LA ZONE D'ETUDE : 16
I.2-SITUATION CLIMATOLOGIQUE : 17
I.1-TEMPERATURE : 17
I.2. LES PRECIPITATION : 18
I.3. NEIGE : 19
I.4. VENT : 19
I.5. L'HUMIDITE RELATIVE : 19
I.6. EVAPORATION : 20
I.7. LE SIROCCO : 20
I.9. GEOLOGIE : 20
I.10. TOPOGRAPHIE : 21
I.11. HYDROGRAPHIE : 22
I.12. CADRE SISMIQUE : 22
I.3-HISTORIQUES DES EVENEMENTS DES INONDATIONS : 23
I.3.1.DEBITS ESTIMER DES INONDATIONS 2018 : 24
I.3.2. HAUTEUR D'EAU ATTIENTE PAR LES INONDATIONS 2018 24
I.3.3. HAUTEUR DES SEDIMENTS TRANSPORTE PAR LES INONDATIONS 2018 : 24
Introduction : 30
II.1. Caractéristiques principales du bassin versant : 30
II.1.1. Bassin versant : 30
II.1.2. Caractéristiques géographiques du bassin versant : 30
II.1.3. Etude géomorphologique : 32
a. Caractéristiques morphologiques : 32
II.1.4.Relief : 34
A. Courbe hypsométrique : 34
B-LES ALTITUDES CARACTÉRISTIQUES : 36

C-INDICE DE PENTE GLOBALE (IG) : 37
D-PENTE MOYENNE DES BASSINS VERSANTS (Im) : 38
E-Indice de pente moyenne « I pm » 39
II.1.5. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants : 39
A. Réseau hydrographique : 39
B.La densité hydrographique « F » : 42
C.Le coefficient de torrentialité « Ct » : 43
D- LA PENTE MOYENNE DU COURS D'EAU PRINCIPALE: 43
E - LE TEMPS DE CONCENTRATION : 44
G-Vitesse de RUISSELLEMENT : 45
II.2. Etude des précipitations 47
II.2.1. Pluviométrie : 47
II.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin : 47
II.2.1.2. Estimation de la pluie max journalière : 48
II.2.2. Etude des apports : 58
1-Apport liquide : 59
2. Etude des caractéristiques de l'écoulement : 61
II.3. Etude des crues (Musy & Higy, 1998) : 64
II.3.1. Détermination des débits maximums fréquentiels : 64
II.3.1.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques : 64
II.3.1.2. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX : 66
II.4. Etude des apports solides : 71
II.4.1. Méthode de TIXERONT 72
II.4.1.Formule de Gravillovic : 72
II.5 Hydrogrammes de crue : 73
II.6 Choix de la crue de projet : 75
Conclusion : 75
Introduction : 77
III.1. Généralités (Graf et al, 1993) : 77
III.1.1. Ecoulement à surface libre : 77
III.1.2. Canaux à ciel ouvert : 77
A.Canaux Naturel : 77
B.Les canaux artificiels : 78
III.1.3. Types d'écoulement : 78
A.Variabilité dans le temps : 78
B.Variabilité dans l'espace : 79

III.1.4. Régime d'écoulement : 80
III.2. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé : 81
III.2.1. Etat de l'oued à la zone d'étude 81
III.2.2. Modélisation de l'écoulement : 82
III.2.2.1. Présentation du logiciel Hec-Ras : 82
III.2.2.2. Etapes de simulation par HEC-RAS 83
III.3. Les zones inondables 88
Conclusion : 89
Introduction : 91
IV.1. Principe d'aménagement : 91
IV.1.1. Les différents types d'aménagements : 91
IV.1.1.1. Reprofilage : 91
IV.1.1.2. Curage : 91
IV.1.1.3. Protection des berges : 91
IV.1.1.4. Réalisation des canaux : 91
IV.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux : 91
IV.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement 92
IV.1.3.1. La pente du projet 92
IV.1.3.2. Le coefficient de rugosité 92
IV.1.3.3 . Revanche des canaux 93
IV.2. Etude des variantes : 93
IV.2.1. Canal trapézoïdal en béton armé : 93
IV.2.1.1. Dimensionnement : 93
IV.2.1.2. Les paramètres d'écoulement : 93
IV.2.1.3. Estimation du coût de la variante 95
IV.2.2. Variante 2 : canal mixte (béton armé et recalibrage par des murs de gabions) : 96
V.2.2.1. Dimensionnement : 97
V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement : 98
IV.2.2.3. Estimation du coût de la variante : 99
IV.3. Choix de la variante d'aménagement 99
IV.3.1. Critères d'évaluation : 99
V.3.2. La variante choisit : 100
Conclusion : 100
Introduction : 102
V.1. Généralité : 102
V.1.1. Maitre de l'ouvrage : 102
V.1.2. Maitre de l'ouvre : 102

V.1.3. Entrepreneur : 102
V.2. Devis quantitatif et estimatif du projet : 103
V.3. Planification : 104
V.3.1. Méthodes basées sur le réseau : 104
V.3.1.1.Définition : 104
V.3.2.Construction du réseau : 105
V3.3.Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004) : 105
V.3.3.1.Méthode C.P.M (Méthode française) : 105
V.3.3.2.Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical): 105
V.3.4.Méthodes basées sur le graphique : 106
V.4. Les étapes de la planification : 106
V4.1. Collection des informations : 106
V.4.2 Décomposition du projet : 106
V.4.3 Relations entre les tâches : 106
V4.3.1. Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004) : 106
V.4.3.2 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M : 106
V.4.3.3 Chemin critique (C.C) : 107
V.5. Diagramme de Gantt : 107
Conclusion 112
Conclusion generale : 113
Références bibliographiques. 114
ANNEXS 1 : Table de $\chi v^{2},_{a}$ théorique 115
ANNEX 2 116

Liste Des Tableau

Chapitre 1

Tableau I. 1: Températures mensuelles en degrés Celsius 18
Tableau I. 2: humidité relative 20

Chapitre 2

Tableau II. 1: : Caractéristiques morphologiques des sous bassins 34
Tableau II. 2: Caractéristiques morphologiques des sous bassins 36
Tableau II. 3: Calcule des Altitudes 37
Tableau II. 4: Classification du relief sur la base du Ig 38
Tableau II. 5: Indice de pente globale (Ig) 38
Tableau II. 6: : Pente moyenne (Im) 39
Tableau II. 7: Indice de pente moyenne (Ipm) 39
Tableau II. 8: longueur des talwegs 42
Tableau II. 9: densité de drainage (Dd) 42
Tableau II. 10: densité hydrographique (F1) 43
Tableau II. 11: coefficient de torrentialité (Ct) 43
Tableau II. 12: Pente moyenne (Pmoy) 44
Tableau II. 13: temps de concentration (Tc) 45
Tableau II. 14: vitesse de ruisselement Vr 46
Tableau II. 15: Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin Versant 46
Tableau II. 16 : Coordonnées de la station pluviométrique SOUK EL HAD 47
Tableau II. 17: Répartition des pluies moyennes mensuelles 47
Tableau II. 18: Pluies maximales journalières prise de la station 012304 48
Tableau II. 19: Caractéristiques de la série pluviométrique 49
Tableau II. 20: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL. 50
Tableau II. 21 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon 51
Tableau II. 22: Résultat de l'ajustement à la loi Log normal. 52
Tableau II. 23 : Comparaison des caractéristiques de la loi Log normal et de l'échantillon 53
Tableau II. 24: Comparaison des caractéristiques des lois. 54
Tableau II. 25:Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités 57
Tableau II. 26: Intensités et pluies de courtes durées du bassin versant 57
Tableau II. 27: Résultats de calcule d'apport liquide par la formule SAMIE. 59
Tableau II. 28: Résultats de calcule d'apport liquide par la formule ANRH. 59
Tableau II. 29: : Résultats de calcule d'apport liquide par la formule MEDINGUER. 60
Tableau II. 30: : Résultats de calcule d'apport liquide par la formule Algerienne 60
Tableau II. 31 : Choix de la valeur des apport liquide 60
Tableau II. 32 : : Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals 60
Tableau II. 33: Module d'écoulement de chaque sous bassin 61
Tableau II. 34: Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin. 61
Tableau II. 35 : Lame d'eau écoulée de chaque sous bassin 61
Tableau II. 36: Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin 62
Tableau II. 37: : Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY 62
Tableau II. 38: : Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV 62
Tableau II. 39: Coefficient de variation avec la formule KRISTEKLY MENKEL 63
Tableau II. 40 : Coefficient de variation avec la formule Algérienne 63

Tableau II. 41 : Calcul du coefficient de variation. 63
Tableau II. 42 : Coefficient de variation retenue du bassin versant 63
Tableau II. 43: Débits de crues au bassin versant 66
Tableau II. 44 : Débits et lame d'eau décennal des 5 sous bassins 69
Tableau II. 45 : calcule des Débits par la méthode GRADEX 70
Tableau II. 46 : Débits de pointe optée 71
Tableau II. 47 : Débit calculé pour différent période de retour 71
Tableau II. 48 : Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée 72
Tableau II. 49 : Apport solide par la méthode TEXERONT 72
Tableau II. 50 : Apport solide par la méthode Gravillovic 73
Tableau II. 51 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue 74
Tableau II. 52 : Crue de projet recommandé 75

Chapitre 3 :

Tableau III. 1 : Résultat de calcul de la simulation pour Oued sayyed pour un débit de 254m3 87

Chapitre 4

Tableau IV. 1: Tableau IV.1 :Valeurs de coefficient de rugosité 92
Tableau IV. 2: Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé) 93
Tableau IV. 3 : Tableau IV.3 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé. 94
Tableau IV. 4 : Devis de la variante (canal en béton armé). 96
Tableau IV. 5: Dimensions du mur en gabion. 97
Tableau IV. 6: Dimensions de l'aménagement (canal mixte) 98
Tableau IV. 7: Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte 98
Tableau IV. 8: Dimensions de l'aménagement (canal mixte) 99

Chapitre 5:

Tableau V. 1:Engins utilisés 103
Tableau V. 2: Le devis des différents travaux de l'aménagement de oued de la zone d'étude 103
Tableau V. 3: Désignation d'opération Code Durée (Jours) 108
Tableau V. 4: Succession des taches 109

Liste Des Figures

Chapitre 1 :

Figure I. 1: Situation géographique de la commune sidi Slimane. 16
Figure I. 2: Délimitation de la zone d'étude..... Error! Bookmark not defined.
Figure I. 3 : Délimitation de la zone d'étude..... 17
Figure I. 4: Carte de localisations des stations pluviométriques de la région 18
Figure I. 5: Localisation de la station pluviométrique 19
Figure I. 6: :Carte géologique de l'Algérie 1/800000 ..... Error! Bookmark not defined.
Figure I. 7: Carte géologique de la zone d'étude (Sidi Slimane) 21
Figure I. 8: Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003)..... 22
Figure I. 9: envasement du lit de l'oued SAAYED..... 25
Figure I. 10: Sédiments transporté par les..... 25
Figure I. 11: : Sédiments transporté par les eaux 26
Figure I. 12: Photos satellitaire du site de l'étude 27

Chapitre 2 :

Figure II. 1: Bassin Versant d'Oued Smara 31
Figure II. 2: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc..... 33
Figure II. 3: Carte hypsométrique du bassin versant oued Sayyed 35
Figure II. 4: Courbe hypsométrique du bassin versant..... 36
Figure II. 5: Carte hydrographique du bassin versant de l'oued sayed 41
Figure II. 6: Répartition mensuelles des précipitation 48
Figure II. 7: Représentation graphique de la loi de GUMBEL Source : Logiciel HYFRAN .. 51
Figure II. 8 : Représentation graphique de la loi Log normal Source : Logiciel HYFRAN 53
Figure II. 9: Représentation graphique de la comparaison des ajustuments 54
Figure II. 10: Courbe de pluie courte durée 58
Figure II. 11: Courbe Intensité –Durée 58
Figure II. 12: Représentation graphique de la loi de GUMBEL 68
Figure II. 13 : Graphe de la méthode de GRADEX 70
Figure II. 14 : Hydrogramme de crue..... 74

Chapitre 3 :

Figure III. 1: Canal naturel..... 77
Figure III. 2: Canal artificiel..... 78
Figure III. 3 : Schéma d'un écoulement permanant et non permanant 79
Figure III. 4 : Schéma illustrant les différents types d'écoulements..... 80
Figure III. 5 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel..... 81
Figure III. 6 : Oued sayyed (04/2018)..... 82
Figure III. 7 : Les profils en travers du oued sayyed..... 84
Figure III. 8 : Profil en long du Oued, après la simulation 85
Figure III. 9 : : Profil en travers (Section :0)..... 85
Figure III. 10 : Profil en travers (Section :983.83)..... 86
Figure III. 11 : Profil en travers (Section :1063.4)..... 86

Figure III. 12 : Profil en travers (Section :1930.16). 86
Figure III. 13 : Profil en travers (Section :2104.85). 87
Figure III. 14 : Les zones inondables 89

Chapitre 4 :

Figure IV. 1 : Géométrie des sections mouillée dans un canal 92
Figure IV. 2 : Section en travers après aménagement (2983.3) 94
Figure IV. 3: Section en travers après aménagement (1167.77) 95
Figure IV. 4: Section en travers après aménagement (0) 95
Figure IV. 5: Coupe en travers des murs en gabion 96
Figure IV. 6: Les Murs en gabion 97
Figure IV. 7: Section en travers aménagé par les murs en gabion (21.73) 99
Figure IV. 8: Section en travers aménagé par béton armé (2983.3) 99

Chapitre 5 :

Figure V. 1: Réseau de planification des taches par la méthode CPM 110
Figure V. 2: Réseau de planification des taches par la méthode CPM 111

Liste des planches

Planche N°01 : vue en plan de l'aménagement
.
Planche N°02 : profil en long

Planche N°03 : coupe en travers des sections aménagé

Planche N°04 : coupe détaillée de la protection en gabion.

Planche N°05 : réseau a nœuds et diagramme de gants.

Introduction générale

Il est clair que l'avenir d'un pays est dans la maitrise de son patrimoine Eau-Sol pour un développement durable.

L'eau peut être une aubaine comme elle peut être une source de problèmes ; elle engendre des situations contradictoires d'une fois de pénuries et d'autre fois d'inondations. Pour ce dernier cas, sa gestion a une importance capitale dans le développement de l'occupation du territoire.

Les inondations enregistrées dans le monde entre 1996 et 2006 provoquant ainsi des dégâts estimés à 500 000 de personnes décédées et de 600 milliards de dollars de pertes économiques. En Algérie, les inondations sont considérées comme l'une des catastrophes naturelles les plus nombreuses dont plusieurs étaient dévastatrices.
Un exemple frappant de ce générique est celui des inondations de Bab El Oued (Alger) en novembre 2001 où plus d'un millier de personnes ont péri, enseveli dans la boue. Sur 2,6 Mm3 d'eau ruisselée, un volume de 800 000 m3 de sédiments arrachés au bassin a transit.

Ces dix dernières années, on observe une fréquence accrue, presque annuelle et une amplitude élevée des inondations, provoquant des dégâts matériels importants [2]. L'intérêt est associé à la protection des habitations, des terres cultivables de la zone d'étude contre les risques d'inondations et contre l'érosion des berges. Pour cela, nous avons procéder à l'élaboration d'une **étude d'aménagement du oued Saayed contre les inondations,** L'objet du travail sera donc l'estimation de l'hydrogramme de crue. Puis l'identification des zones à risque, ainsi que les enjeux dans le but d'envisager des mesures structurelles qui puissent protéger les zones occupées le long de l'Oued sayyed et de ses affluents.

Pour ce faire, le travail est divisé en six volets : on entamera avec une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on traitera les pluies maximales journalières pour aboutir aux pluies maximales probables qui seront incluses dans le calcul des débits. Une fois les hydrogrammes estimés et en ayant des levés topographiques détaillés, on pourra étudier les écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel afin d'élaborer une carte d'inondation sur Oued Sayyed et ses affluents en associant les fonctionnalités des deux logiciels AutoCad Civil 3D et HEC-RAS.

Cela nous permettra d'identifier les zones inondables et les enjeux sis aux bords de l'Oued., Dès lors, on saura proposer des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée, et en faire une estimation quantitative et financière.

CHAPITRE1

:Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Pour tout projet en hydraulique, la présentation de la zone d'étude constitue une étape indispensable qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, climatique, démographique et hydraulique ... ; afin de bien déterminer les facteurs influents sur la conception du projet.

I.1-SITUATION GEOGRAPHIQUES DE LA ZONE D'ETUDE :

Notre zone étude est située dans les limites de la commune de SIDI SLIMANE, en récurrence Oued Saayed qui se trouvent à l'aval de la digue du Barrage Koudiat Rosfa.

Cette commune est Située au piémont de djebel AMAR, la commune de SIDI-SLIMANE fait partie de la fameuse région dite OUARSSENIS. Elle est située dans la wilaya de Tissemsilt, daïra de Bordj-Bounaama. Elle s'éloigne de 64 Km de son chef-lieu de wilaya (Tissemsilt) et de 08 Km de son chef-lieu de daïra (Bordj-Bounaama) (Figure 1).

La commune de SIDI-SLIMANE est délimitée comme suit :

- Au nord par la commune de BOUCAID.
- Au sud par les communes de Beni LAHCEN.
- A l'EST par les communes de Beni CHAIB.
- A l'ouest par la commune de Bordj-Bounaama.

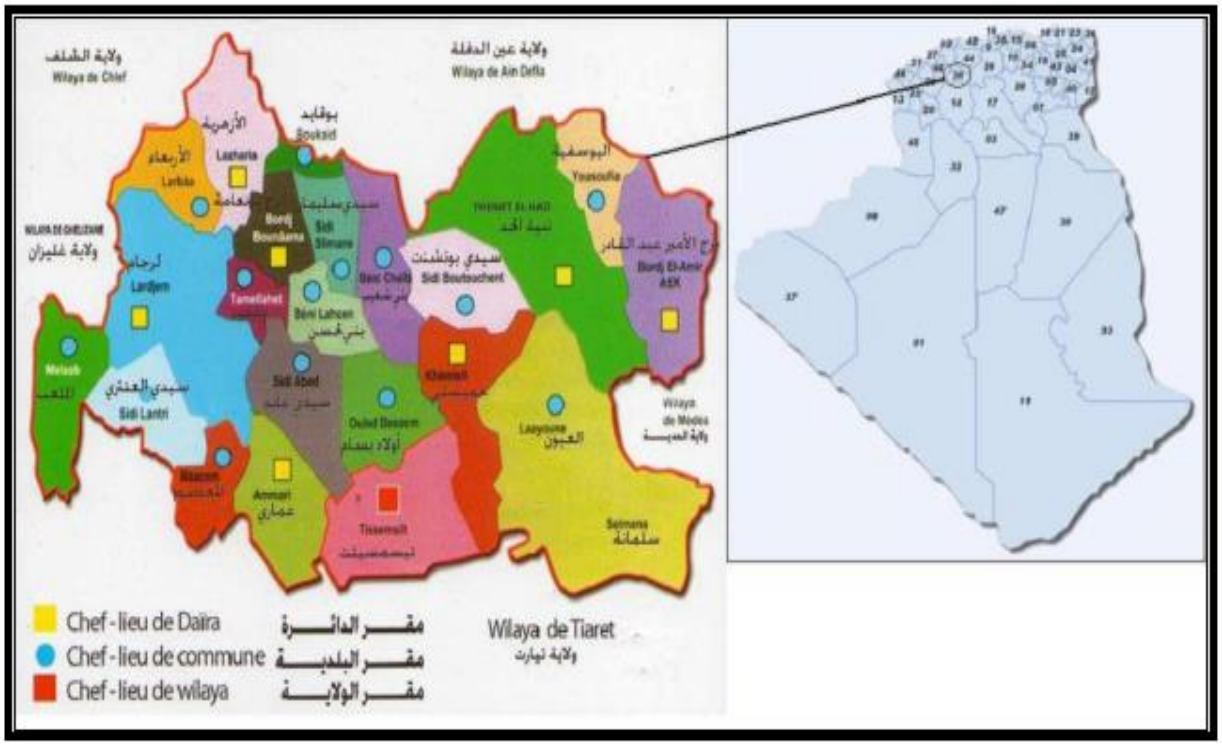


Figure I. 1: Situation géographique de la commune sidi Slimane.



Figure I. 2 : Délimitation de la zone d'étude

I.2-SITUATION CLIMATOLOGIQUE :

La présence des chaines montagneuses dans la partie méridionale orientées généralement NORD-OUEST et SUD –EST provoqué l'augmentation des précipitations sur les versants exposés au vent.

Les moyennes des précipitations maximales peuvent atteindre 700 mm après avoir surmonté les obstacles topographiques, les masses d'air ne contiennent que des restes de vapeur condensable : il s'en suit donc une diminution des précipitations sur les versants sous le vent.

I.1-TEMPERATURE :

La température moyenne mensuelle est d'environ 15,8ºC. Les températures extrêmes enregistrées sont -2,5 et 42,5ºC, localisées en janvier et en juillet atteintes avec des fréquences faibles. Dans le mois de janvier, la température moyenne mensuelle varie le plus souvent entre 5ºC et 10ºC, alors qu'en juillet elle est située entre 20ºC et 32,5ºC

.

Tableau I. 1: Températures mensuelles en degrés Celsius

	JJANV	*FFEV*	*Mar*	*Avr*	*Mai*	*Juin*	*Juillet*	*Aout*	*Sep*	*Oct*	*Nov*	*Dec*	*Moy*
T_{max}(°C)	5,4	6,0	7,2	9,3	11,8	17,2	21,2	20,2	13,0	8,7	6,8	12,0	12,0
T_{moy}(°C)	12,1	12,8	15,3	17,7	21,0	27,5	32,2	31,1	21,7	16,0	12,8	20,7	20,7
T_{min}(°C)	8,3	9,0	10,8	13,0	15,9	22,0	26,3	21,7	16,7	11,9	9,2	15,8	15,8

Source : ONM Algérie période entre 1975 et 1984

Tmin: température minimale moyenne.
Tmax: température maximale moyenne.
Tmoy : température moyenne.

I.2. LES PRECIPITATION :

La Pluviométrie assez importante est comprise entre 500-1000 mm/an. On remarque une irrégularité des précipitations selon les saisons et donc un nez de distribution annuelle.

Les fortes précipitations concernant la saison hivernale et l'Automne. Alors qu'elles sont réduites dans les saisons de croissance. Végétal (l'été et le Printemps).

Les hauteurs de pluies sont insignifiantes pendant la saison chaude.

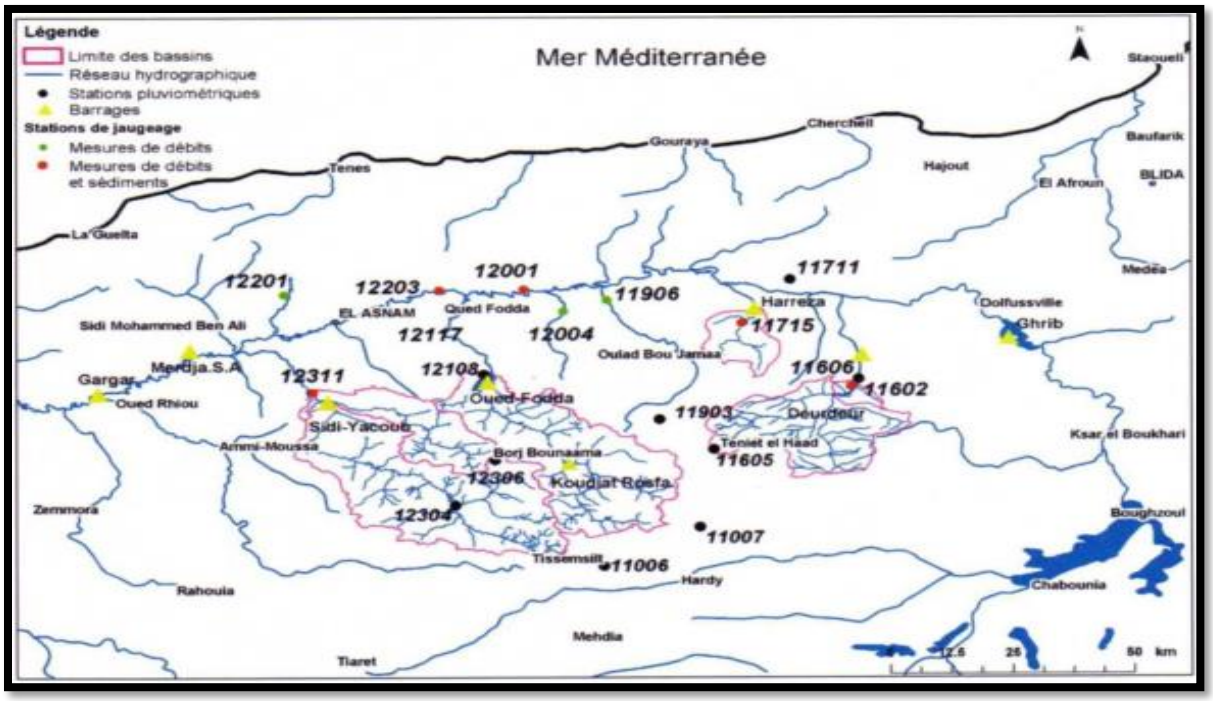


Figure I.3: Carte de localisations des stations pluviométriques de la région

La station de Souk El Had est représentative sauf qu'il faut la vérifier avec les stations avoisinantes et utiliser la méthode Station-Altitude-Moy pour déterminer la valeur moyenne annuelle de la zone d'étude.

- Code de la station : 012304
- Nom de la station : SOUK EL HAD
- Coordonnées de la station météorologique
- X : 395.85 Km
- Y : 272.70 km
- Z : 550 m
- Nombre des années : 41 ans de 1959 jusqu'à 2004

Notre station dispose 41 ans d'observations après l'enlèvement des années qui possèdent moins de six mois d'observations nous trouvons 33ans, qui sont suffisant pour un retenue collinaire qui a une durée de vie de moins de 20ans, en plus, la série est répartie sur une longue période.



- Nombre des années : 41 ans de 1959 jusqu'à 2004 avec 33années complètes.

Figure I. 4: Localisation de la station pluviométrique

Source : ANBT BARRAGE KODIET ROSFA

I.3. NEIGE :

La neige ne persiste pas longtemps, la durée moyenne de 8.5 jours, tandis que la période d'enneigement est un peu plus longue. On remarque que le nombre de jours de gelé blanche est variable pendant l'année, il et de 1 à 8 jours par mois.

Source : ONM Algérie

I.4. VENT :

Les vents sont secs et chauds en été et froids en hiver. La direction dominant des vents Est de Nord-Ouest à Nord.

Source : ONM Algérie

I.5. L'HUMIDITE RELATIVE :

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à l'autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de 65.10%. Celle du maximum est 77.40% (mois décembre) alors que l'humidité minimale est de 45.70% relevée durant le mois de juillet.

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juill**	**Aou**	**Moy**
H(%)	58,70	66,50	73,30	77,40	74,70	75,60000	68,90	67,20	65,40	55,40	45,70	50,9	65,10

Tableau I. 2: humidité relative

Source : ONM Algérie

I.6. EVAPORATION :

L'évaporation annuelle retenue est de 1256 mm, elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août).

Source : ONM Algérie

I.7. LE SIROCCO :

Caractérisant les vents d'été venant du désert, ce vent atteint la commune en direction du sud, surtout en été avec une durée assez longue de 15 jours coïncidant avec la période sèche des mois de juillet à août.

Source : ONM Algérie

I.8. LA GELEE :

La gelée apparaît surtout lors des basses températures et est extrêmement nuisible, particulièrement durant les saisons d'hiver, printemps, période de croissance végétative.

Source : ONM Algérie

I.9. GEOLOGIE :

La nature géologique de la région de SIDI-SLIMANE est caractérisée par un bombement anticlinal permet une remontée des terrains calcaires jurassiques qui doivent se situer au niveau de la station thermale, à une profondeur relativement faible. Ces affleurements sont sur le pourtour et au Nord-Ouest du bassin. Ils sont particulièrement crées par les actions tectoniques.

On ayant servi la carte géologique de l'Algérie comme support, on a peut identifier notre zone d'étude :



Figure I. 6: Carte géologique de la zone d'étude (Sidi Slimane)

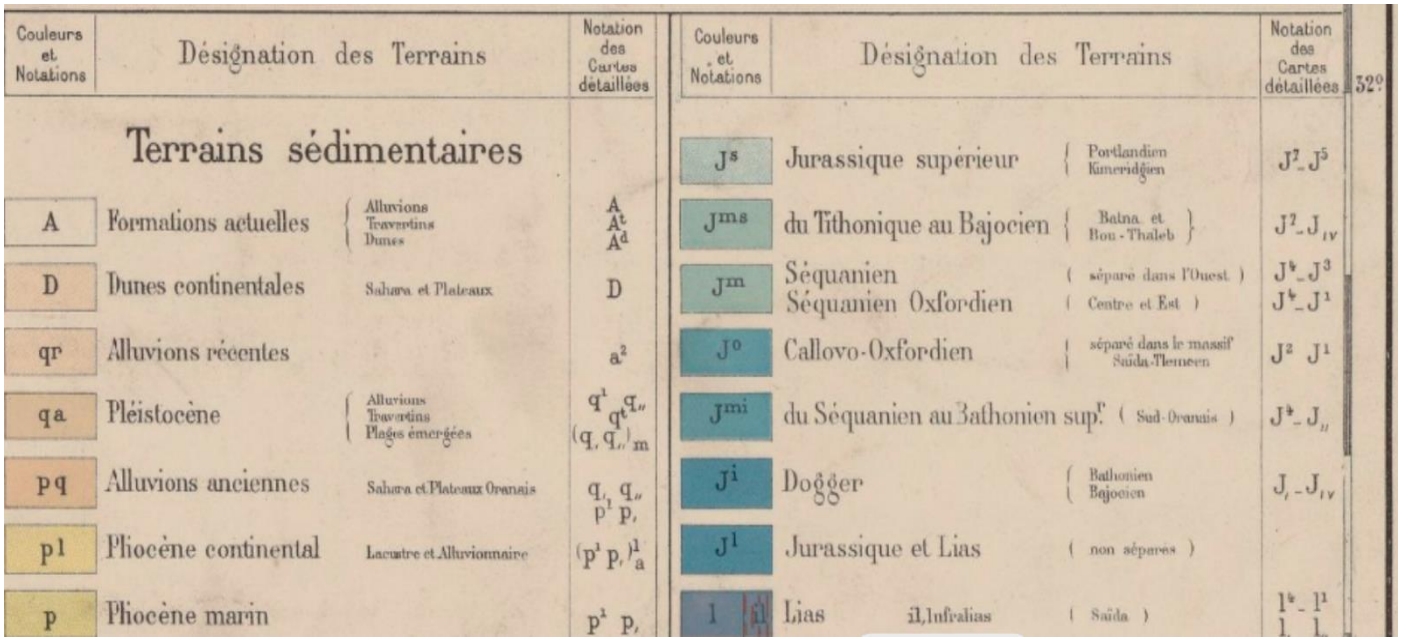


Figure I-7: La légende de la carte géologique de l'Algérie

I.10. TOPOGRAPHIE :

Le relief de SIDI-SLIMANE reste dans l'ensemble très accidenté et montagneux. Il offre un paysage de vallée profonde et de crêtes des replats, de ce fait la pente varie entre 0% et 15%.

Au niveau de SIDI-SLIMANE, on rencontre trois types de terrains :

- Des terrains ou la dynamique des sols n'est pas très important. Le ruissellement de ces zones et sans danger.
- Des terrains situés en pente assez forte qui accélère le ruissèlement.
- Des zones inondables situées à la rencontre de plusieurs affluents, dont des pentes atteignant les 15% dans des terrains argileux.

Source : PDAU SIDI SLIMANE

I.11. HYDROGRAPHIE :

Le réseau hydrographique de la commune de SIDI-SLIMANE est traversé par l'oued Hammam, affluent d'oued El-Fodda, sa longueur est de 11Km.

Oued Hammam est un oued à vallée étroite profonde et très encaissée, sa pente est très forte. En été, il est sec sur une grande partie de son cour. En hiver lors des chutes torrentielles, l'oued Hammam et nombreuses affluents se transforment en torrent à pouvoir érosif important en raison du relief.

Source : PDAU SIDI SLIMANE

I.12. CADRE SISMIQUE :

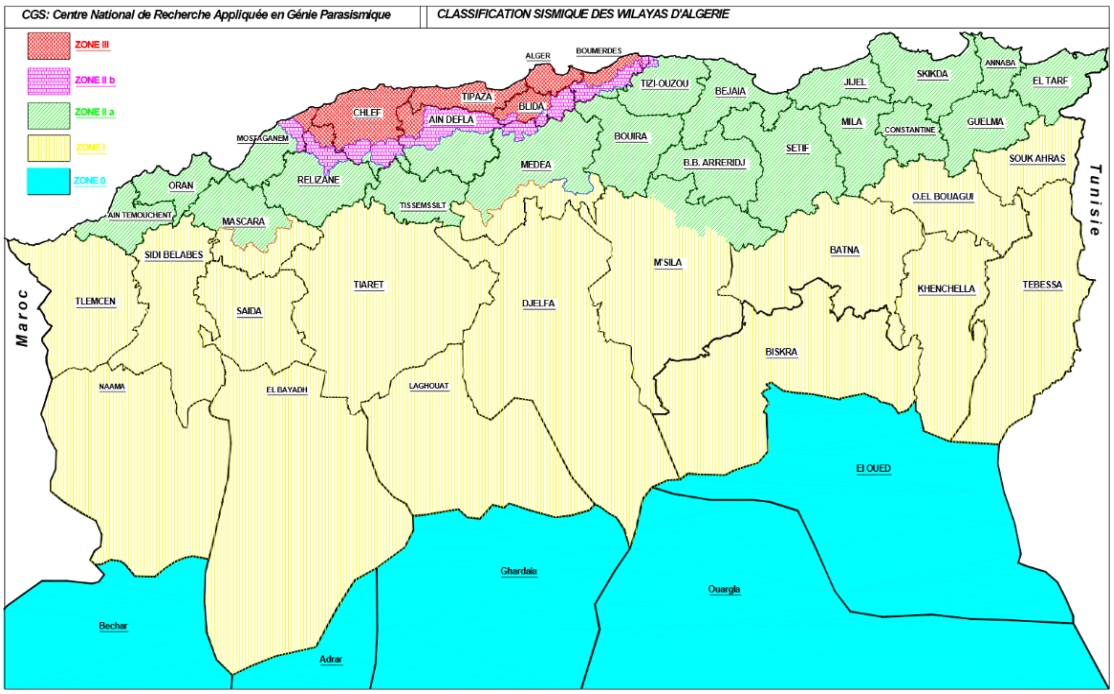
La sismicité de la région de koudiat Rosfa est évaluée dans un rayon de 200 km autour du site de barrage.

Située a moins de 50km au nors du site, cette région est la plus active d'Algérie. On y enristre pas moins d'une centaine de secoussest d'intensité variant entre VII et X.

Les séismes les plus ontenses ressentis sont les secousses de 09/09/1954 et du 10/10/1980 qui se sont manifestées avec une intensité de X et une magnitudes de 6,7 pour la premier et 7,3 pour le second.

Et selon le RPA (reglement para siesmique de l'Algérie) :

Figure I. 7: Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003)



Et selon la classification des zones selon le coefficient de l'acceleration :

Groupe	Zone I	ZONE II a	ZONE II b	ZONE III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Et donc l'accélération de cette zone est de : ag=0.3.g

I.3-HISTORIQUES DES EVENEMENTS DES INONDATIONS :

Il faut signaler que la commune de SIDI SLIMANE a connue des inondations d'une extrême violence dans le mois d'Avril 2018 en provoquant des dégâts matériels important, et presque tous les médias algériens ont publié des reportages sur ces inondations.

D'après les investigations sur terrain effectué par notre bureau d'étude, et le témoignage des habitants des lieux d'étude nous avons constaté l'ampleur des dégâts provoqués par les inondations de 2018.

Il faut signaler que les évènements des inondations de 2018 qui a touché notre site d'étude a été mal répertorié par les médiats (journaux et télévisions) malgré l'ampleurs des dégâts, et pour cela nous avons utilisé les traces et les dégâts des inondations pour connaitre l'ampleur des inondations.

Un album photos résumant les investigations menues par notre BET sera joint à ce rapport.

I.3.1.DEBITS ESTIMER DES INONDATIONS 2018 :

D'après les informations données par l'ANBT (Barrage KOUDIET ROSFA) le débit de crue enregistré durant la crue de 2018 dépassant les 100 m3/s.

Et d'après la station régionale de météorologie d'Ain Bouchekif (Tiaret) a indiqué que la quantité de pluie enregistrée à Tissemsilt a dépassé 30 millimètres.

I.3.2. HAUTEUR D'EAU ATTIENTE PAR LES INONDATIONS 2018

La photo ci-dessous nous notre d'après les traces la hauteur d'eau atteinte par les deux oueds de notre site.

D'après le témoignage des habitants, la hauteur d'eau lors des inondations de 2018 à dépasser d'un 3.15m d'eau pour une pente de 1%.

I.3.3. HAUTEUR DES SEDIMENTS TRANSPORTE PAR LES INONDATIONS 2018 :

le transport solide durant l'inondation de 2018 été très important puisque le dalot existant a été envasé sur une hauteur de 1.6 m environ sur une surface importante environ 6 hectares.

Donc la quantité du débit solide est de 1.6 m x 6000 m^2 = 6900 m



Figure I. 2: envasement du lit de l'oued SAAYED



Figure I. 3: Sédiments transporté par les



Figure I. 4: : Sédiments transporté par les eaux

Les inondations de 2018 ont été provoquées par deux oueds principaux OUED FODDA et OUED SAAYED et principalement le deuxième Oued vu que le premiers et déjà protégé par un grand barrage à savoir Barrage KOUDIET ROSFA.

Ou durant la crue de 2018, des inondations provenant principalement par Oued SAAYED et l'évacuateur de crue du barrage KOUDIET ROSFA ont provoquant des dégâts important sur les localités existantes et sur les ouvrages publique existant (route, pont, poteau électrique, ex.)

Et plus cette crue exceptionnel, a provoqué aussi une érosion hydrique des berges des deux oueds ce qu'a engendré un débit solide important qui s'est cumulé à l'intersection de deux oueds.

D'après les investigations effectuées sur terrain nous avons constaté les causes principales des inondations de l'OUED SAAYED.

l'oued SAAYED qui ne comporte aucune protection ne contre les inondations, et pour nous la principale cause des inondations de l'année 2018 vu que ce dernier :

1. Le type de sol de cette région et le niveau de végétation très pauvre contribue d'une manière importante dans l'érosion hydrique et par suite un débit solide important.

2. Les sous bassin d'Oued SAAYED sont dépourvus de protection contre les inondations et l'érosion hydrique

3. Vu la topographie du terrain (région montagneuse) ou Oued SSAYED est caractérisé par des fortes ponte en amont ce qui engendre un régime torrentiel provoquant le déplacement du lit et des berges du cours d'eau.

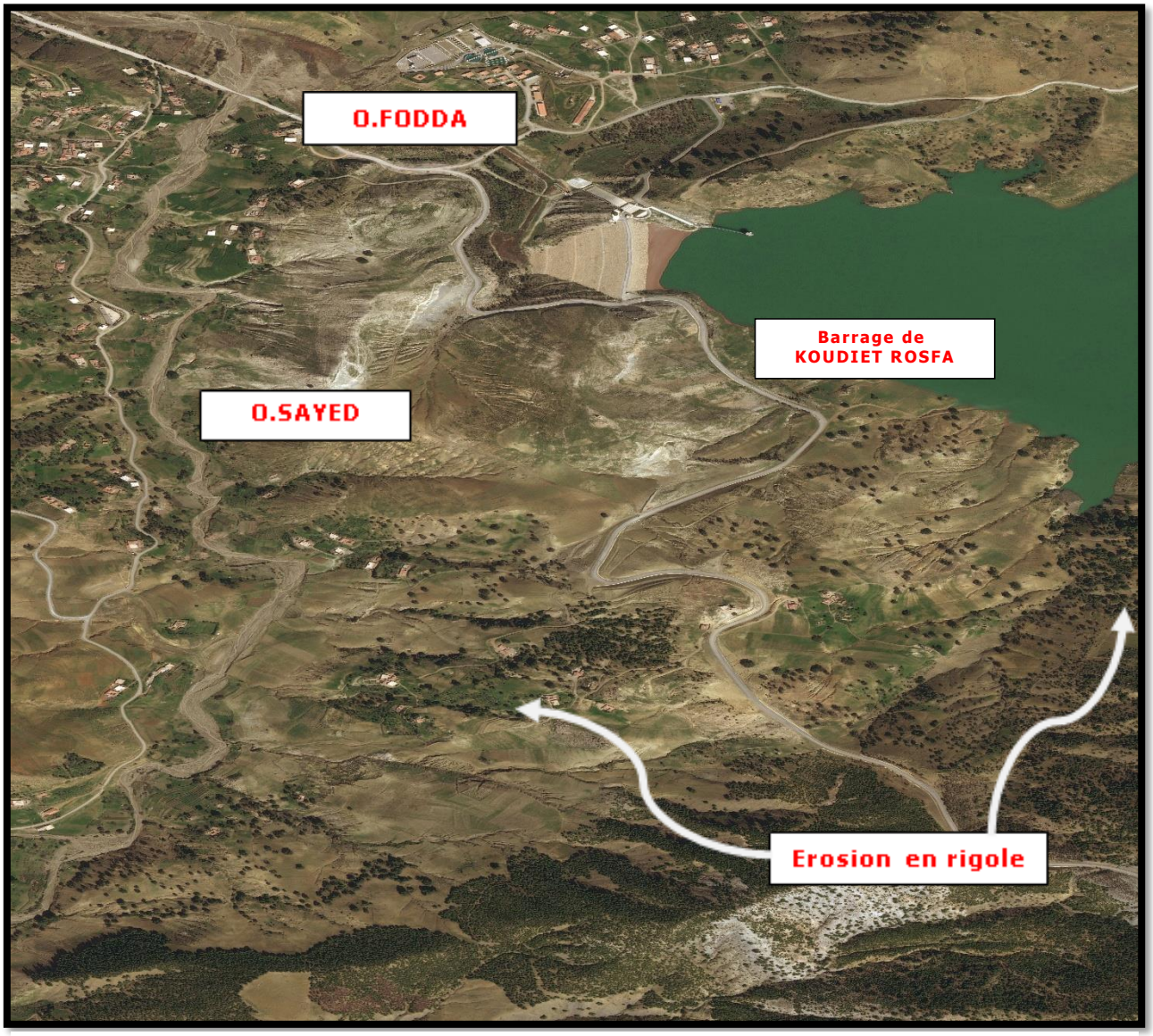


Figure I. 5: Photos satellitaire du site de l'étude

D'après la photo satellitaire de notre site d'étude ou ont vois clairement les traces d'érosion sur le bassin versant de notre Oued.

Le problème qui se pose maintenant après nos enquêtes sur terrain est plus complexe puisqu'il ne se résume pas dans les inondations seulement mais aussi dans l'érosion et le transport solide.

Où ce dernier peut causer d'énormes dégâts humains et matériels, pour cela il faut réaliser des protections au niveau de l'oued et au niveau du sous bassin.

Ces protection ont pour but principale de limité les ruissellements et aussi limité l'érosion.

CHAPITRE 2 :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

Dans le cadre de l'étude de protection de la ville Sidi Slimane contre les inondations, une étude hydrologique doit être établie dont la détermination des principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir délimité le bassin versant de l'oued «Sayyed» de la ville Sidi Slimane et déterminer ces caractéristiques en utilisant le logiciel ArcGIS. Estimer les périodes de retours et déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de l'aménagement des oueds qui servira à la protection de la zone contre les inondations.

II.1. Caractéristiques principales du bassin versant :

II.1.1. Bassin versant :

Le bassin versant 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 par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief…..etc) interviennent dans les différents écoulements.

II.1.2. Caractéristiques géographiques du bassin versant :

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

- Longitude : X = 386,799 Km
- Latitude : Y = 3967,794 km.

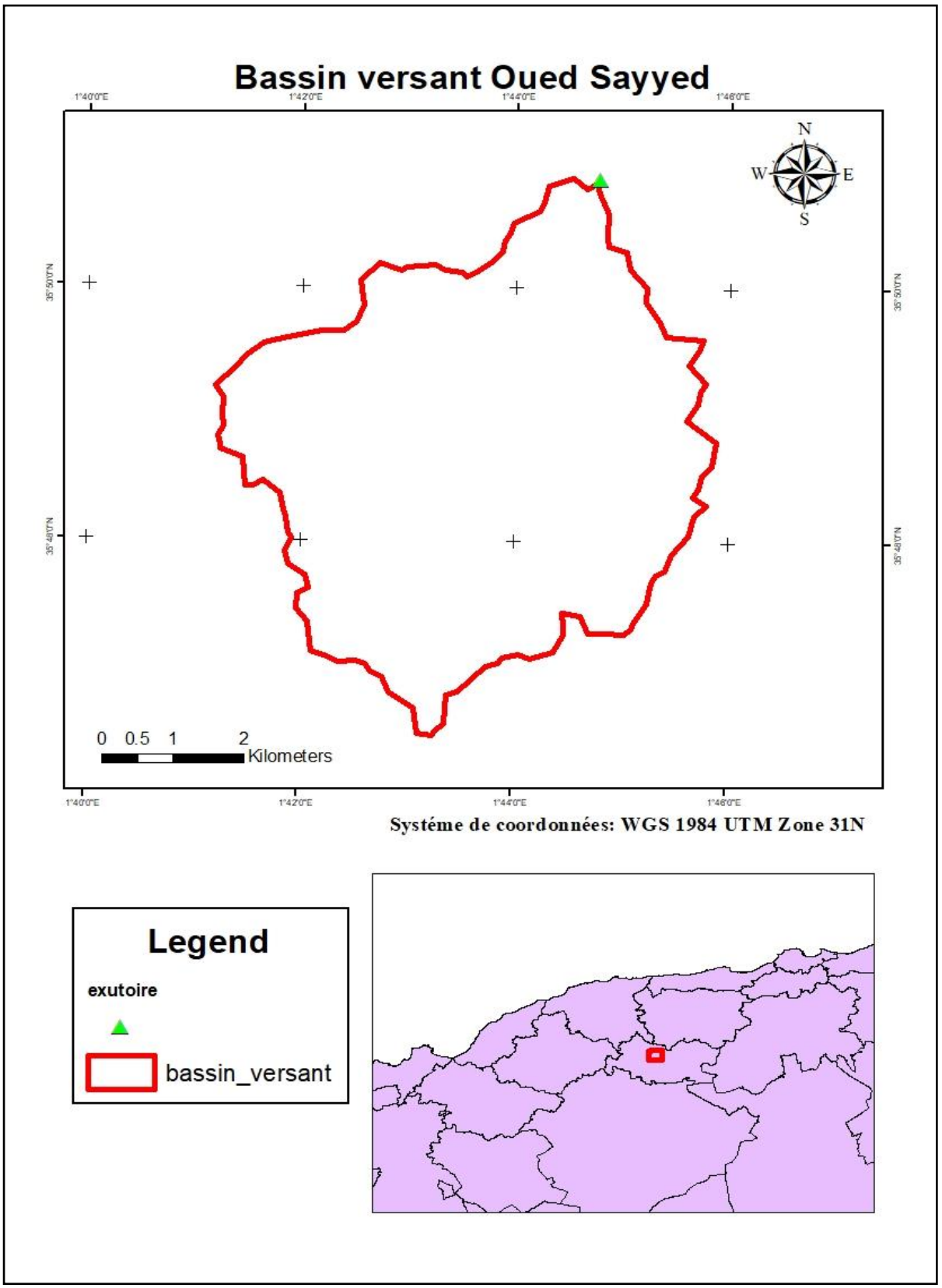


Figure II. 1: Bassin Versant d'Oued Smara

II.1.3. Etude géomorphologique :

a. Caractéristiques morphologiques :

Les caractéristiques morphologiques d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, est une 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.

A - LA SURFACE:

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

B - LE PÉRIMÈTRE:

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

C - INDICE DE COMPACITE DE GRAVELIUS ET COEFFICIENT D'ALLONGEMENT:

CET indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_C = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}} \qquad \text{(II.1)}$$

P: périmètre du bassin versant (Km)

S: superficie du bassin versant (Km2)

Si :

- Kc < 1 ; le bassin versant est ramassé.
- K_C =1 bassin compacte
- 1 < K_C <1.3 bassin moins compacte
- K_C >1.3 bassin allongé

Et le coefficient d'allongement est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \qquad \text{(II.2)}$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

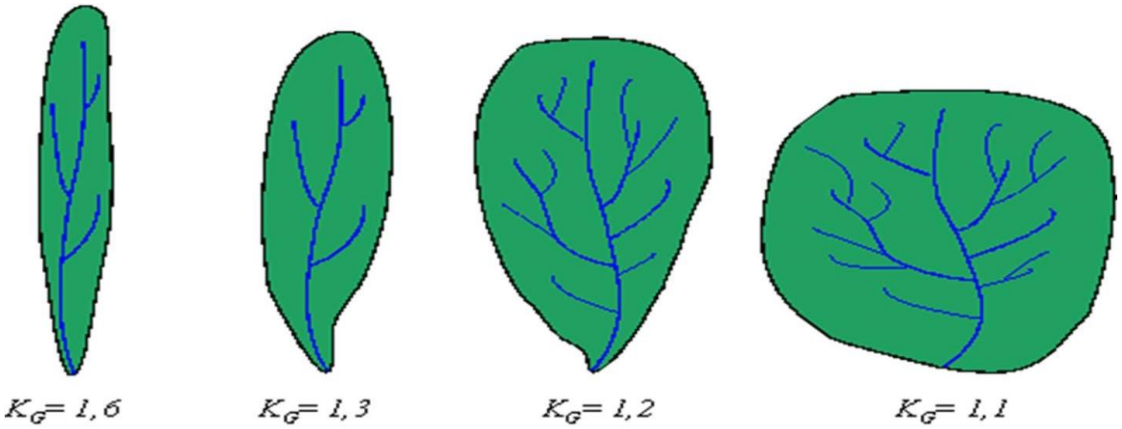


Figure II. 2: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc.

D - LE RECTANGLE ÉQUIVALENT:

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donnée est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de Gravelius, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation, la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1{,}128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right) \qquad \text{(II.3)}$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1{,}128}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right) \qquad \text{(II.4)}$$

Tableau II. 1: : Caractéristiques morphologiques des sous bassins

BASSIN	SURFACE	PERIMETRE	Longueur cours eau	Indice de compacite Kc	Forme du S.B	Rectangle équivalent		Coefficient d'allongement Ca
N°	Km²	Km	(Km)			Longueur (km)	Largeur (km)	
	33,54	27,04	7,015	1,307	Allongé	10,09	3,32	1,467

II.1.4.Relief :

Le relief est la forte variation verticale d'une surface solide, il a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. Le relief est indiqué par les courbes de niveaux et il est caractérisé par la courbe hypsométrique.

A. Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.

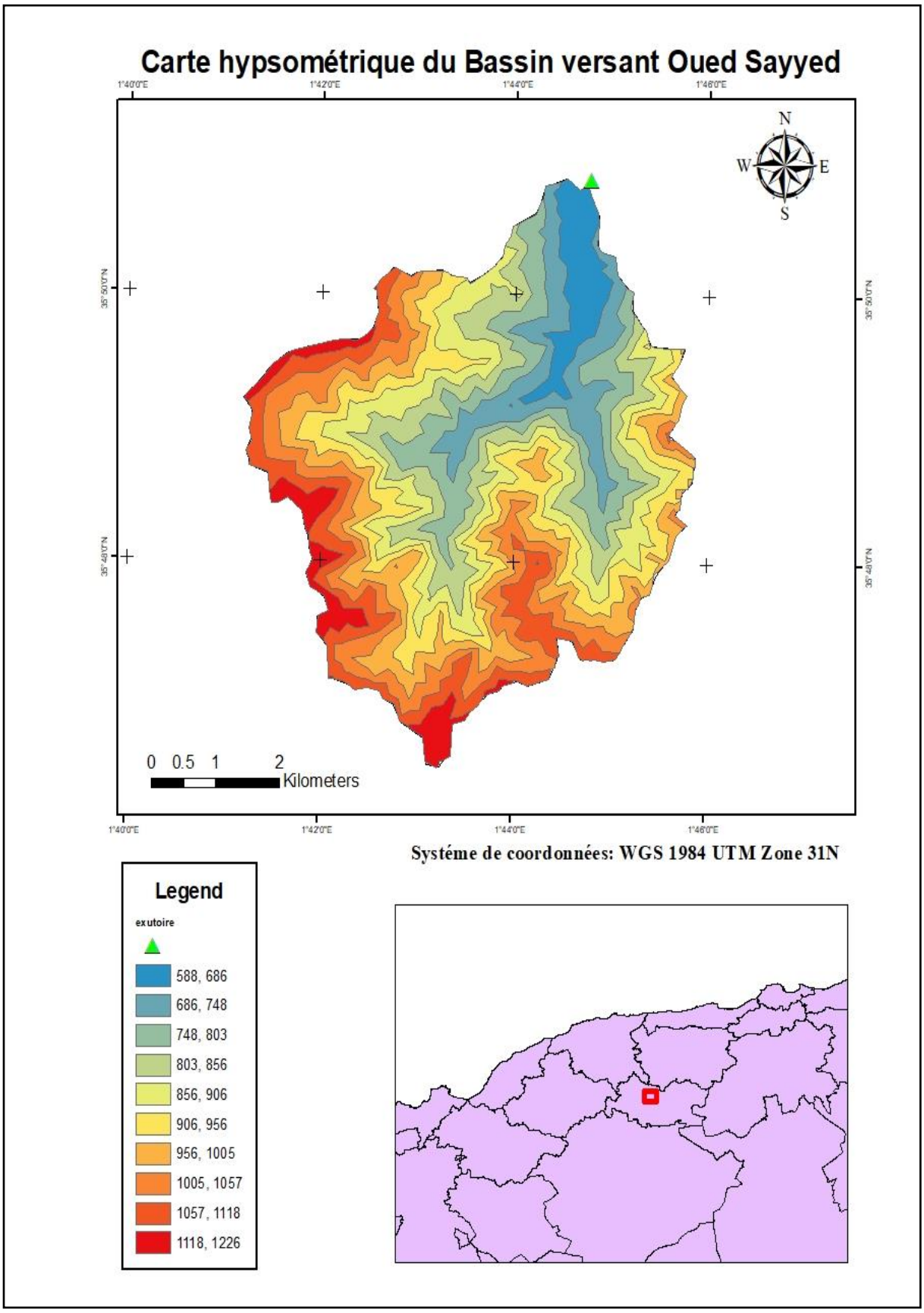


Figure II. 3: Carte hypsométrique du bassin versant oued Sayyed

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau II. 2: Caractéristiques morphologiques des sous bassins

Altitudes (m)		H_{moy} (m)	Si (Km^2)	∑Si (km^2)	Si (%)	Si (cumulées %)
(m)	(m)	(m)	(Km2)	(Km2)	(%)	(%)
588	686	637	1.57	1.57	4.67	4.67
686	748	717	2.74	4.31	8.18	12.85
748	803	775.5	3.48	7.79	10.38	23.23
803	856	829.5	3.89	11.68	11.6	34.83
856	906	881	4.39	16.07	13.1	47.93
906	956	931	4.29	20.36	12.79	60.72
956	1005	980.5	4.32	24.68	12.87	73.59
1005	1057	1031	3.98	28.66	11.88	85.47
1057	1118	1087.5	3.4	32.06	10.13	95.6
1118	1226	1172	1.48	33.57	4.4	100
SOMME			33.54		100	

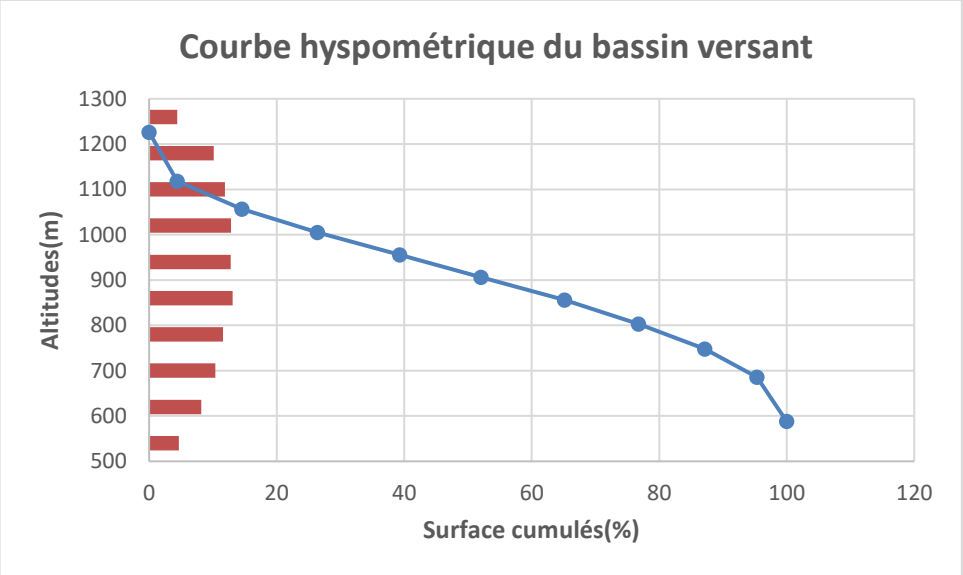


Figure II. 4: Courbe hypsométrique du bassin versant

B-LES ALTITUDES CARACTÉRISTIQUES :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas, généralement à l'exutoire.

- **L'altitude « H 5% » :**

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

- **L'altitude médiane « H 50% » :**

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

- **L'altitude « H 95% » :**

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

- **L'altitude moyenne « H moy » :**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_i = \frac{\sum^{n}_{i=1} S_i * H_i}{S} \qquad \text{(II.5)}$$

Avec : $H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2}$

Avec :

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m

Si : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km^2

S: surface totale du bassin versant en km^2

Tableau II. 3: Calcule des Altitudes

BASSIN	Hmax	H min	H (50%)	Hmoy	Altitude H 5%	Altitude H 95%
N°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
	1226	588	914.09	910.05	1114.39	688.5

C-INDICE DE PENTE GLOBALE (IG) :

Il est définit comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant. on prend deux points S1, S2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique. Il et donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_5 - H_{95}}{L} \quad \text{(II.6)}$$

Avec :

D : Dénivelée entre H5% et H95% (m)
L : longueur du rectangle équivalent (Km)
H5% et H95% : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S5% et S95%

Tableau II. 4: Classification du relief sur la base du Ig

Relief très faible	**Ig < 0.002**
Relief faible	**0.002 < Ig < 0.005**
Relief assez faible	**0.005 < Ig < 0.01**
Relief modéré	**0.01 < Ig < 0.02**
Relief assez fort	**0.02 < Ig < 0.05**
Relief fort	**0.05 < Ig < 0.1**
Relief très fort	**0.1 > Ig**

Tableau II. 5: Indice de pente globale (Ig)

BASSIN VERSANT	Altitude H 5%	Altitude H 95%	L Rectangle equivalent	Ig	Classification relief
	(m)	(m)	Km		
	1114.39	688.5	10.09	0.042	Relief assez fort

D-PENTE MOYENNE DES BASSINS VERSANTS (Im) :

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 influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5 l_1 + l_2 + l_3 + \ldots\ldots + 0.5 l_n)}{S} \quad \text{(II.7)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)
Li : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,……, n (m)
S : Surface du bassin versant (Km^2)

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II. 6: : Pente moyenne (Im)

Bassins Versant	**Im (%)**
	30.62

E-Indice de pente moyenne « I pm »

L'indice de pente moyenne représente le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalant. Il est calculé à partir de la formule suivante :

$$\text{Ipm} = \frac{\text{Hmax} - \text{Hmin}}{\text{L}} \qquad (II.8)$$

Tableau II. 7: Indice de pente moyenne (Ipm)

BASSIN	**Hmax**	**H min**	**L Rectangle equivalent**	**Ipm**
N°	**(m)**	**(m)**	**Km**	
	1226	**588**	**10.09**	**0.063**

II.1.5. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants :

A. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eaux naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques importantes du bassin. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est dû à quatre facteurs principaux :

- Le climat : densité du réseau plus ou moins importante
- La géologie : nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion
- La pente du terrain : détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- La présence humaine : la construction des barrages, la protection des berges, le drainage agricole. Le drainage des terres agricoles….

Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de STRAHLER (1957) qui est la plus utilisée.

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 1:

- 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.

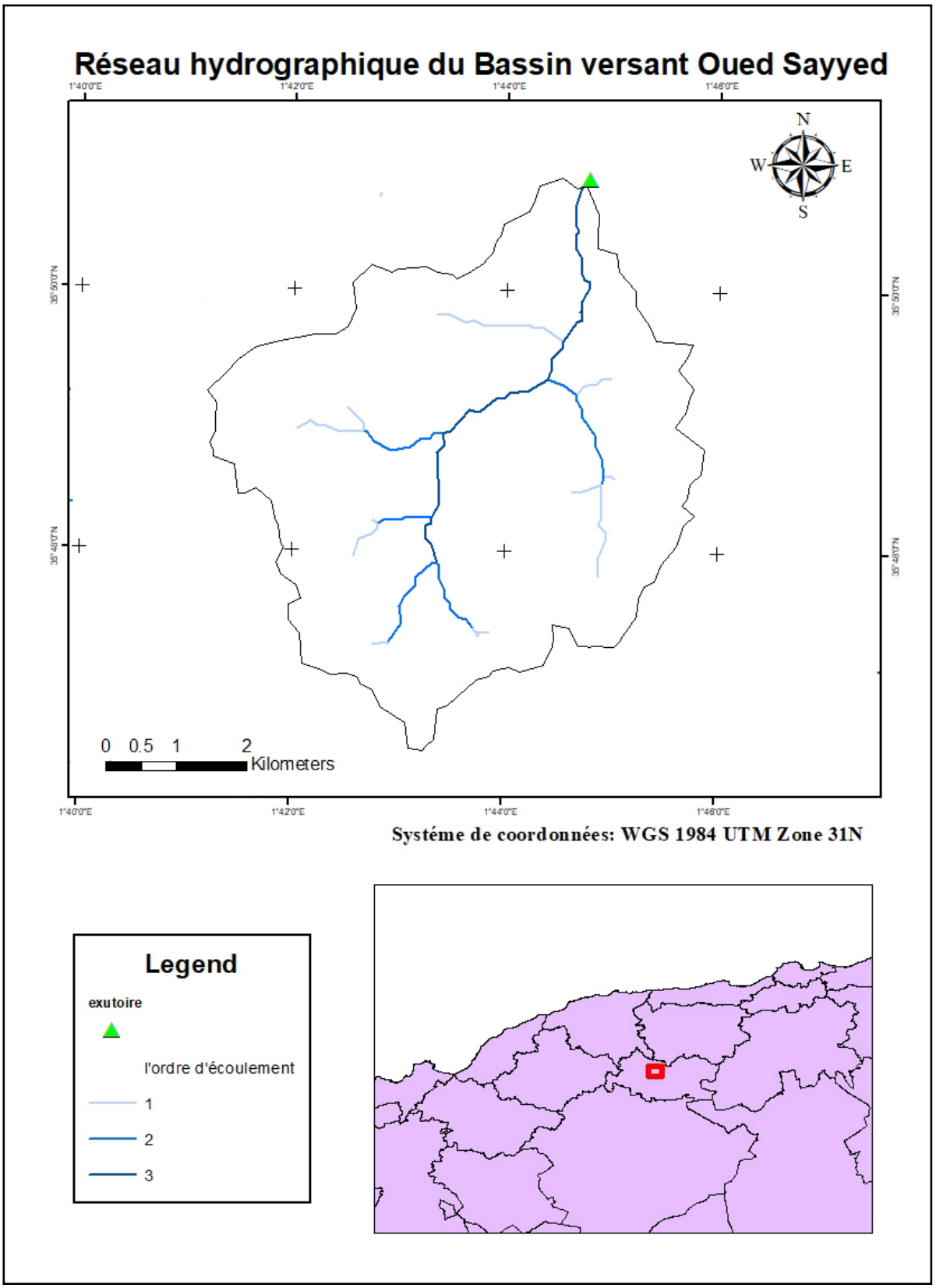


Figure II. 5: Carte hydrographique du bassin versant de l'oued sayed

Ordre	Nombre	Longueur (km)
1	**13**	**7,34**
2	**4**	**6,52**
3	**1**	**7,07**

Tableau II. 8: longueur des talwegs

Ordre	Nombre	Longueur (km)
1	**13**	**7,34**
2	**4**	**6,52**
3	**1**	**7,07**

1 - LA DENSITE DE DRAINAGE :

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs LI du bassin versant, à 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/ Km2.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \qquad \text{(II.9)}$$

Avec :

Dd : densité de drainage [km/km²] ;
Li : longueur de cours d'eau [km] ;
S : surface du bassin versant [km²].

Les resultats dans le tableau suivant :
Les densités de drainage calculées sont representé au tableau suivant :

Tableau II. 9: densité de drainage (Dd)

BASSIN VERSANT	SURFACE	la somme des Lonugeur des cours d'eau	Densité de drainage
N°	**Km²**	**(km)**	**(km/km²)**
	33.54	**20.93**	**0,624**

B.La densité hydrographique « F » :

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

$$F1 = \frac{\sum Ni}{S} \quad \textbf{(II.10)}$$

Avec :

F1 : densité hydrographique [km-²]
Ni : nombre de cours d'eau d'ordre 1
S : superficie du bassin [km²]

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 10: densité hydrographique (F1)

BASSIN	Ni	S	F1
N°		Km^2	Km^{-2}
	13	33.54	0,388

C.Le coefficient de torrentialité « Ct » :

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

$$Ct = Dd \times F1 \quad \textbf{(II.11)}$$

Avec :

Dd : densité de drainage.
F1: densité hydrographique.

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 11: coefficient de torrentialité (Ct)

BASSIN	Dd	F1	Ct
N°	km/km²	Km^{-2}	
	0,624	0,388	0.242

D- LA PENTE MOYENNE DU COURS D'EAU PRINCIPALE:

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 maximal 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

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \qquad \textbf{(II.11)}$$

Avec :

Pmoy : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;
ΔH: dénivellation entre deux points suffisamment distance [m] ;
ΔL: longueur du cours d'eau principal [km].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II. 12: Pente moyenne (Pmoy)

BASSIN	Altitude max	Altitude min	Longueur cours eau	PENTE MOYENNE COURS D'EAU
N°	(m)	(m)	(Km)	(%)
	1226	588	7.07	9.02

E - LE TEMPS DE CONCENTRATION :

Le temps de concentration TC des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier,

Théoriquement on estime que TC est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

a) Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \qquad \textbf{(II.12)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en [Km2] ;
L : longueur du talweg principale en [Km];
Hmoy,- Hmin : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

b) Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \quad \textbf{(II.13)}$$

Avec :

L : longueur du talweg principale en [Km]

Hmax- Hmin : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

c) Formule de KIRIPILICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \quad \textbf{(II.14)}$$

Avec :

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

Imoy : Pente moyenne du bassin versant.

d) Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{moy}}} \quad \textbf{(II.15)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en [Km2]

imoy : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats de la différente méthode dans le tableau suivant:

Tableau II. 13: temps de concentration (Tc)

Formules	GIANDOTTI	CALIFORNIA	KIRPICH	VENTURRA	Tc(h)
	2,35	0,75	1,89	1,33	0.75

on a choisi la méthode qui convient pour avoir le temps de concentration le plus petit.

G-Vitesse de RUISSELLEMENT :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad \text{(II.16)}$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau II. 14: vitesse de ruisselement Vr

BASSIN	Longeur cours eau	Tc (h)	Vitesse ruissellement
N°	(Km)	(h)	km/h
	7.07	0.75	9.43

Le tableau suivant reclape tous les calculs des paramètre morphologiques des sous bassins de notre zone d'étude.

Tableau II. 15: Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin Versant

caractéristiques	Symbole	Unité	Valeur
1-Morphométrie			
Surfaces	S	(Km^2)	33.54
Périmètres	P	(Km)	27.04
Indice de compacite	Kc	-	1.307
Longueurs de R-E	Lr	(Km)	10.09
Largeurs de R-E	lr	(Km)	3.32
Coeficient d'allongement	Ca	-	1.467
2-Les reliefs			
Altitudes max	Hmax	(m)	1226
Altitudes moy	Hmoy	(m)	910.05
Altitudes méd	Hmed	(m)	914.09
Altitudes min	Hmin	(m)	588
Altitudes 5 %	$H_{5\%}$	(m)	1114.39
Altitudes 95 %	$H_{95\%}$	(m)	688.5
Indice de pente globale	Ig	(%)	4.2

la pentes moyenne du BV	**Im**	**(%)**	**30.62**
Indice de pente moyenne	**Ipm**	**(%)**	**6.3**
3-Le réseau hydrographique			
longueurs des cours d'eau principale	**L**	**(Km)**	**7.07**
Densité de Drainage	**Dd**	**(Km/Km²)**	**0.624**
Densité hydrographique	**F**	**(Km^{-2})**	**0.388**
Coefficient de torrentialité	**Ct**	**-**	**0.242**
pentes moy des cours d'eau principal	**Ic**	**(%)**	**9.02**
Temps de concentration	**Tc**	**(h)**	**0.75**
vitesse de ruissellement	**Vr**	**(Km/h)**	**9.43**

II.2. Etude des précipitations

II.2.1. Pluviométrie :

Une étude de pluie maximale journalière 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 journalières pour la période la plus longue possible, pour notre bassin d'étude nous avons pris les données de la station « SOUK EL HAD » (012304) qui se localise aux alentours et a l'intérieur du bassin versant de Oued Sayyed.

Tableau II. 16 : Coordonnées de la station pluviométrique SOUK EL HAD

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
012304	A.N.R.H	395.85	272.70	550	1985-2020	36

II.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau II. 17: Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P moy	4,9	49,2	69	15,6	33,2	45	25,7	18,5	59,8	15	0	0	335,9
P(%)	1,46	14,65	20,54	4,64	9,88	13,40	7,65	5,51	17,80	4,47	0	0	100

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

Notons un pic au mois de novembre estimé à 69 mm, et un minimum au mois de septembre avec une précipitation de 4.9 mm, et une moyenne mensuelle de 335,97 mm.

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

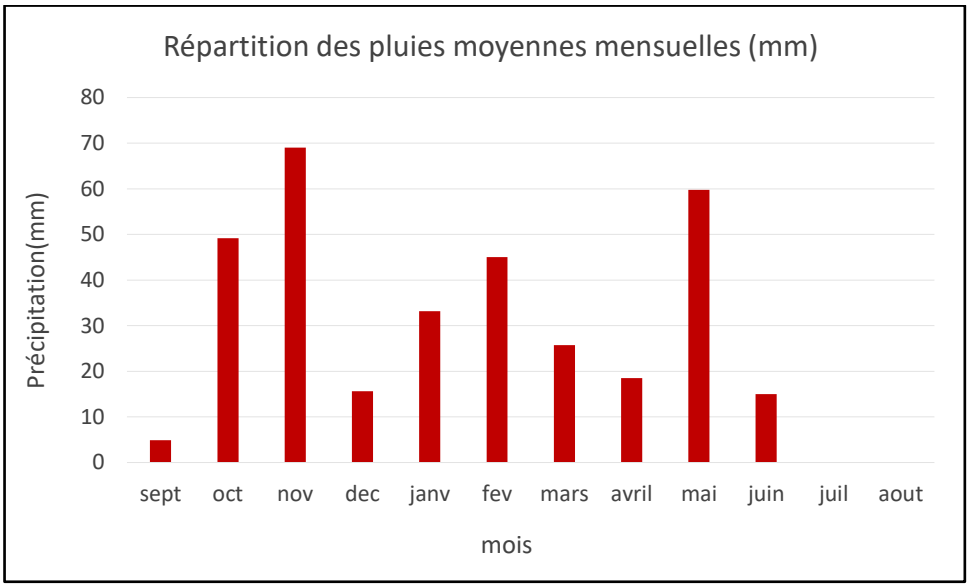


Figure II. 6: Répartition mensuelles des précipitation (1985-2020)

II.2.1.2. Estimation de la pluie max journalière :

Dans l'objectif de déterminer des intensités de pluie de duré et de période de retour définie, nous avons établie à partir de la série des précipitations maximales journalières du tableau III.N enregistré à la station pluviométrique 012304 un ajustement a une loi théorique en suivant les étapes suivantes :

- Calcul des paramètres statistiques de la série.
- Ajustement à une loi statistique (choix de la loi adéquate).
- Calcul des quantiles pour différentes périodes de retour.
- Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Tableau II. 18: Pluies maximales journalières prise de la station 012304

Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	P jmax (mm)
1985	60.4	1994	43.6	2003	34.3	2012	26.4
1986	67.1	1995	70.5	2004	16.5	2013	26.9
1987	31.5	1996	30.2	2005	38	2014	43.5
1988	26.9	1997	47.3	2006	22.7	2015	50.8
1989	26.5	1998	46.1	2007	31.2	2016	79.1
1990	24.3	1999	26.3	2008	31.5	2017	50.5
1991	32.8	2000	28.2	2009	36.4	2018	28.4

1992	30.6	2001	48.3	2010	31.1	2019	31
1993	20.8	2002	47.3	2011	44.7	2020	50.6

1. **Calcul des paramètres statistiques de la série** Les caractéristiques de la série pluviométrique sont déterminées à l'aide de logiciel HYFRAN représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau II. 19: Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=39} X_i}{n}$	38.4
Ecart type « бx » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=39}(X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$	14.6
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \delta_X / \bar{X}$	0.38

2. **Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, 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).

1. **Ajustement de la série a la loi de GUMBEL :**

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \quad \text{(II.17)}$$

Avec :

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur x ;

□, x0 : coefficient d'ajustements.

Par un changement de variable $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$; x= $\overline{P}_{\max j}$ (II.18)

L'équation de droite de GUMBEL :

$$\overline{P}_{\max j} = \frac{1}{\alpha} Y + X_0 \quad \text{(II.19)}$$

Avec :

Y : Variable de la droite de GUMBEL :

Y : - [ln (-ln(F(x))]

Où : $F(x) = \frac{m - 0{,}5}{N}$ (II.20)

m : Ordre de classement ;

N : Taille de l'échantillon;

X0 : Sont déterminées par la méthode des moindres carrées;

Tableau II. 20: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour :	Probalité de fréquence q:	$P_{max,j}$ (mm) :	Ecart Type:	Intervalle de confiance	
				Min :	Max :
1000.0	0.9990	110.27	14.032	82.765	137.78
200.0	0.9950	91.975	10.877	70.652	113.30
100.0	0.9900	84.076	9.5242	65.405	102.75
50.0	0.9800	76.148	8.1758	60.121	92.176
20.0	0.9500	65.569	6.4014	53.020	78.118
10.0	0.9000	57.395	5.0674	47.461	67.329
5.0	0.8000	48.874	3.7518	41.520	56.229
3.0	0.6667	42.093	2.8306	36.544	47.642
2.0	0.5000	36.005	2.2278	31.637	40.372

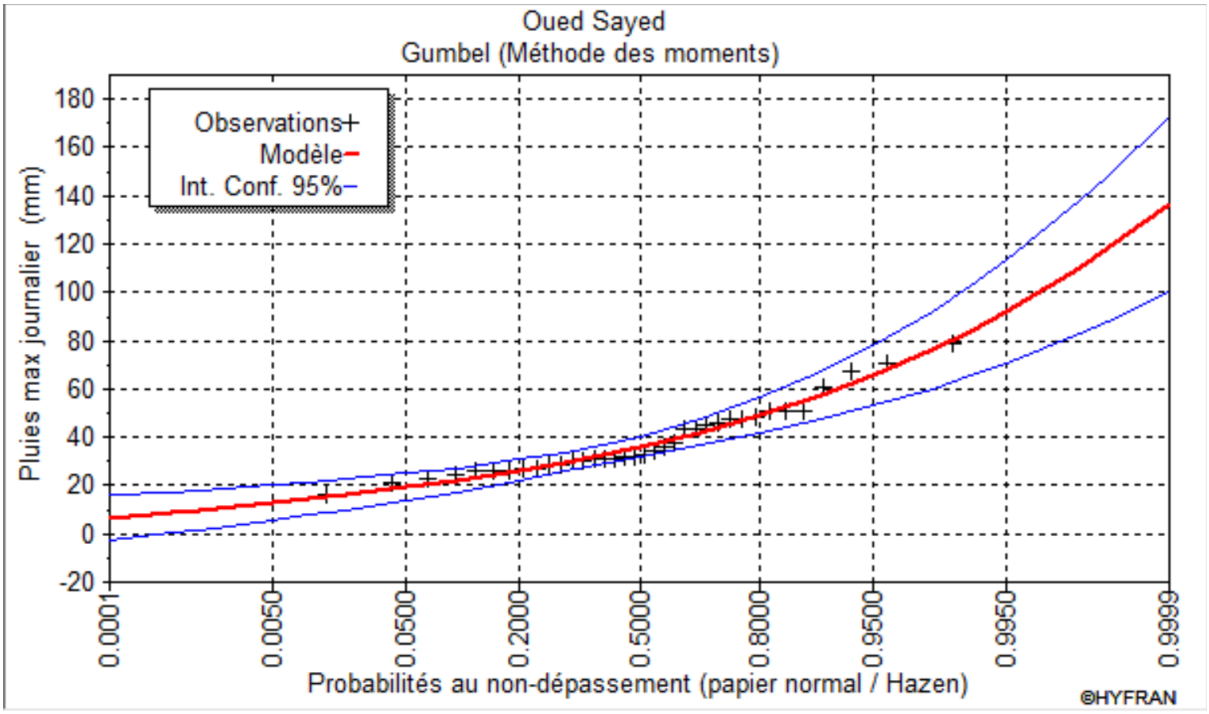


Figure II. 7: Représentation graphique de la loi de GUMBEL Source : Logiciel HYFRAN

Tableau II. 21 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.5
Maximum	Aucun	79.1
Moyenne	38.39	38.39
Médiane	36.01	32.15
Ecart-type	14.56	14.56
Coefficient de variation Cv	0.379	0.379
Coefficient d'asymétrie Cs	1.139	1.055
Coefficient d'aplatissement Ck	2.4	3.32

2. Ajustement de la série a la loi Log-Normal:

Une variable aléatoire X a une distribution log normale lorsque Y=lnX est normale. La loi de GALTON résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \text{ (Fréquence au non dépassement)} \qquad \text{(II.21)}$$

La variable réduite u est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \qquad \text{(II.22)}$$

L'équation de la variable réduite présente sous la forme est l'équation d'une droite sur papier Gausso–logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel HYFRONT,

les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 22: Résultat de l'ajustement à la loi Log normal.

Période de retour :	Probalité de fréquence q:	$P_{max,j}$ (mm) :	Ecart Type:	Intervalle de confiance	
				Min :	Max :
1000.0	0.9990	109.25	15.900	78.082	140.42
200.0	0.9950	90.829	11.421	68.439	113.22
100.0	0.9900	83.046	9.6696	64.089	102.00
50.0	0.9800	75.301	8.0249	59.569	91.033
20.0	0.9500	65.015	6.0186	53.216	76.814
10.0	0.9000	57.059	4.6388	47.965	66.152
5.0	0.8000	48.714	3.4055	42.038	55.390
3.0	0.6667	42.027	2.6325	36.866	47.187
2.0	0.5000	36.009	2.1553	31.784	40.234

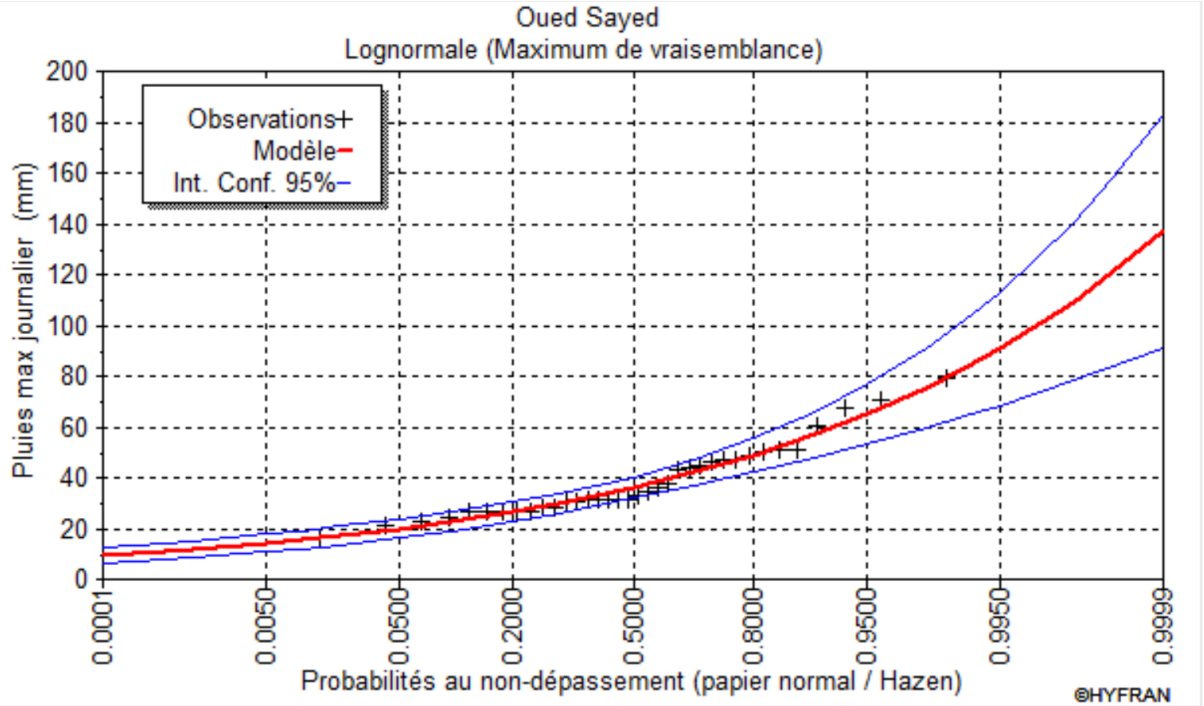


Figure II. 8 : Représentation graphique de la loi Log normal Source : Logiciel HYFRAN

Tableau II. 23 : Comparaison des caractéristiques de la loi Log normal et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	16.5
Maximum	Aucun	79.1
Moyenne	38.41	38.39
Médiane	36.01	32.15
Ecart-type	14.25	14.56
Coefficient de variation Cv	0.371	0.379
Coefficient d'asymétrie Cs	1.164	1.055
Coefficient d'aplatissement Ck	5.50	3.32

Choix de la loi d'ajustement :

a-Interprétation graphique :

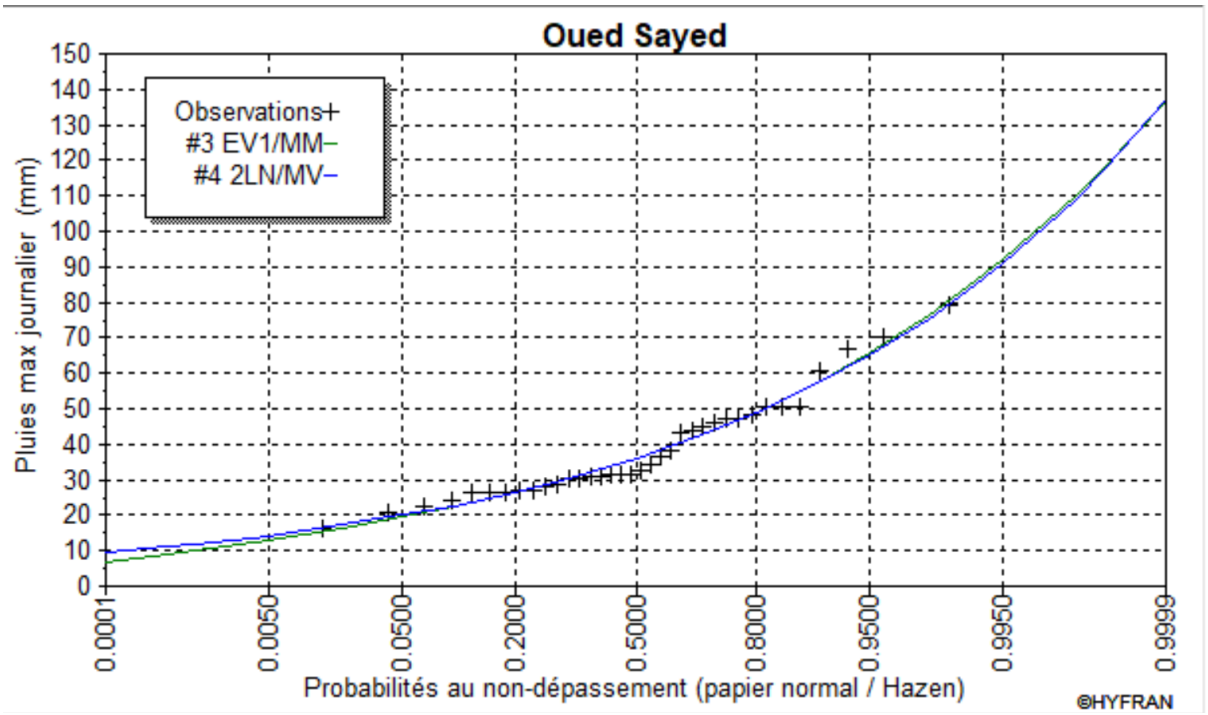


Figure II. 9: Représentation graphique de la comparaison des ajustements

Source : Logiciel HYFRAN

Après l'analyse des deux graphes résultants des deux lois d'ajustement on remarque que les deux graphes sont presque identiques, donc on ne peut pas faire un choix et pour cela on doit effectuer un test d'adéquation.

b.Test d'adéquation $\chi 2$ du (Pearson) :

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables,$\chi 2 calculer$ et $\chi t2h$ $éorique$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Tableau II. 24: Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	P-value	$\chi_{calculer}{}^2$	$\chi_{t2h\ éorique}$
Gumbel	5	0.0692	10.22	11.070
Log normal	5	0.0965	9.33	9.236

On constate que l'ajustement par la lois Log normal n'est pas vérifiée par le test d'adéquation du Pearson $\chi 2\ calculer > \chi 2\ théorique$, donc on opte pour la lois de Gumbal

c. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P_{maxt,P\%} = P_{maxj,P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{(II.23)}$$

Avec :

Pmaxt,P% : Pluie de courte durée pour une fréquence donnée (mm).

Pmaxj,P% : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de pluie (h).

b : Exposant climatique; b = 0,32.

L'intensité des pluies It= $\frac{P_{tc}}{t}$

I : Intensité maximale (mm/h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant :

$P_{de\ retour}$ (ans)	2		5		10		50		100		1000	
Fréquence (%)	50		20		10		2		1		0,1	
$P_{max\,j,p\%}\ (mm)$	36,01		48,87		57,40		76,15		84,08		110,27	
T(h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)	P_{max} (mm)	I(mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)
0,50	10,43	20,87	14,16	28,32	16,63	33,26	22,06	44,13	24,36	48,72	31,95	63,90
1	13,02	13,02	17,68	17,68	20,76	20,76	27,54	27,54	30,41	30,41	39,88	39,88
2	16,26	8,13	22,07	11,03	25,91	12,96	34,38	17,19	37,96	18,98	49,79	24,89
3	18,51	6,17	25,12	8,37	29,50	9,83	39,14	13,05	43,22	14,41	56,69	18,90
4	20,30	5,07	27,54	6,89	32,35	8,09	42,92	10,73	47,39	11,85	62,15	15,54
5	21,80	4,36	29,58	5,92	34,74	6,95	46,10	9,22	50,89	10,18	66,75	13,35
6	23,11	3,85	31,36	5,23	36,83	6,14	48,87	8,14	53,95	8,99	70,76	11,79
7	24,28	3,47	32,95	4,71	38,69	5,53	51,34	7,33	56,68	8,10	74,34	10,62
8	25,34	3,17	34,38	4,30	40,38	5,05	53,58	6,70	59,16	7,39	77,59	9,70
9	26,31	2,92	35,71	3,97	41,93	4,66	55,64	6,18	61,43	6,83	80,57	8,95
10	27,21	2,72	36,93	3,69	43,37	4,34	57,54	5,75	63,53	6,35	83,33	8,33
11	28,05	2,55	38,07	3,46	44,71	4,06	59,32	5,39	65,50	5,95	85,91	7,81
12	28,85	2,40	39,15	3,26	45,98	3,83	61,00	5,08	67,35	5,61	88,33	7,36
13	29,59	2,28	40,16	3,09	47,17	3,63	62,58	4,81	69,10	5,32	90,63	6,97
14	30,31	2,16	41,13	2,94	48,30	3,45	64,08	4,58	70,76	5,05	92,80	6,63
15	30,98	2,07	42,05	2,80	49,38	3,29	65,51	4,37	72,34	4,82	94,87	6,32
16	31,63	1,98	42,92	2,68	50,41	3,15	66,88	4,18	73,85	4,62	96,85	6,05
17	32,25	1,90	43,76	2,57	51,40	3,02	68,19	4,01	75,29	4,43	98,75	5,81
18	32,84	1,82	44,57	2,48	52,35	2,91	69,45	3,86	76,68	4,26	100,57	5,59
19	33,42	1,76	45,35	2,39	53,26	2,80	70,66	3,72	78,02	4,11	102,33	5,39
20	33,97	1,70	46,10	2,31	54,14	2,71	71,83	3,59	79,31	3,97	104,02	5,20
21	34,50	1,64	46,83	2,23	54,99	2,62	72,96	3,47	80,56	3,84	105,66	5,03

22	35,02	1,59	47,53	2,16	55,82	2,54	74,06	3,37	81,77	3,72	107,24	4,87
23	35,52	1,54	48,21	2,10	56,62	2,46	75,12	3,27	82,94	3,61	108,78	4,73
24	36,01	1,50	48,87	2,04	57,40	2,39	76,15	3,17	84,08	3,50	110,27	4,59

Tableau II. 25:Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Tableau II. 26: Intensités et pluies de courtes durées du bassin versant

$P_{de\ retour}$ (ans)	**2**		**5**		**10**		**50**		**100**		**1000**	
Fréquence (%)	**50**		**20**		**10**		**2**		**1**		**0,1**	
$P_{max\,j,p\%}\ (mm)$	**36,01**		**48,87**		**57,40**		**76,15**		**84,08**		**110,27**	
Tc	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**	**P_{max} (mm)**	**I(mm/h)**	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**
0.75	11.88	15.84	16.12	21.49	18.93	25.25	25.12	33.49	27.64	36.98	36.38	48.50

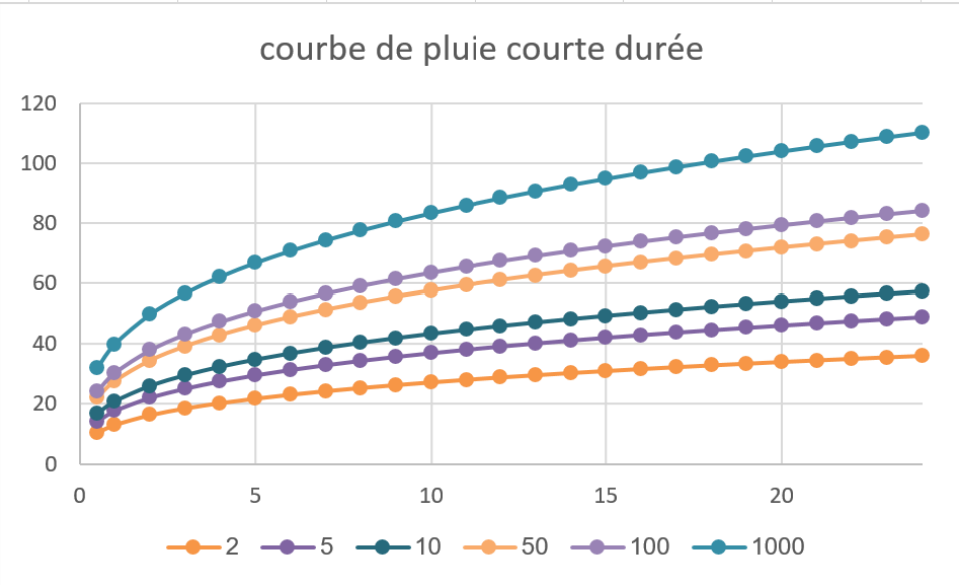


Figure II. 10: Courbe de pluie courte durée

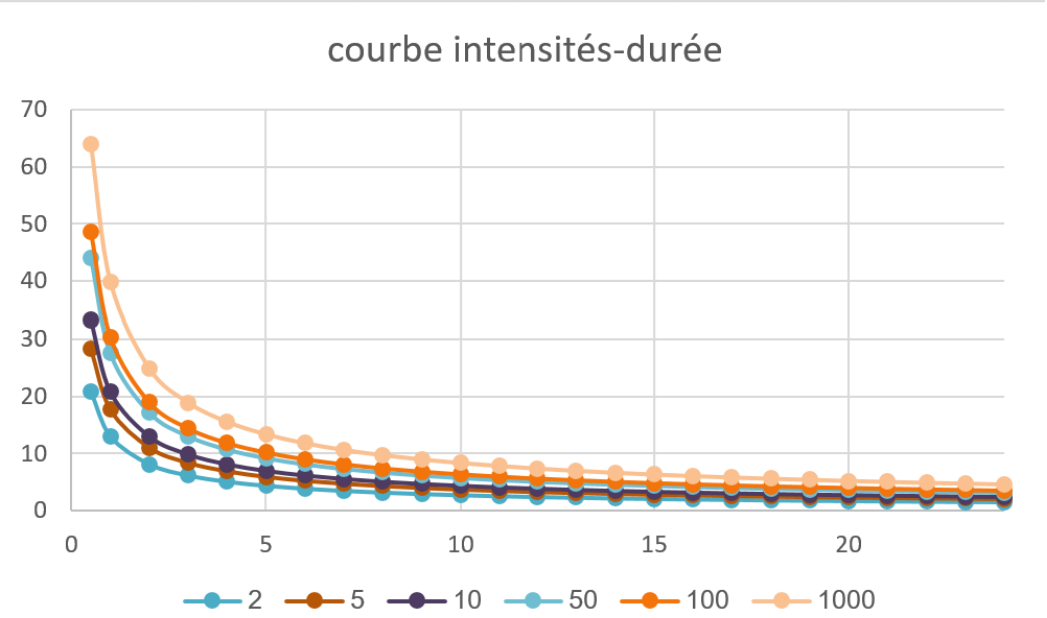


Figure II. 11: Courbe Intensité –Durée

II.2.2. Etude des apports :

Pour l'évaluation des apports du site, on utilise les formules empiriques vu l'inexistence des stations hydrométriques sur les cours d'eaux.

1-Apport liquide :

Il existe plusieurs formules pour l'estimation des apports moyens interannuels, parmi lesquelles :

1-Formule de SAMIE :

$$Le = P^2.(293 - 2.2\sqrt{S}) \qquad (II.24)$$
$$A_0 = Le.S$$

Avec :

Le : Lame d'eau écoulée (mm)
P : Précipitation annuel moyenne (m)
Pmoy = 335,97 mm
S : Surface du bassin versant (km^2)

Tableau II. 27: Résultats de calcule d'apport liquide par la formule SAMIE.

Bassin versant	P moy (m)	S (Km^2)	Le(mm)	Le(m)	A(Mm^3)
	0.34	33.54	32.39	0.03239	1.086

2-Formule de l'ANRH :

$$Le = 720\left(\frac{P - 150}{1000}\right)^{1,85}$$
$$\boldsymbol{A_0 = Le \times S} \qquad \textbf{(II.25)}$$

Avec :

P: Précipitation moyenne antre annuel en (mm) ;

Tableau II. 28: Résultats de calcule d'apport liquide par la formule ANRH.

Bassin	P moy (m)	S (Km^2)	Le(mm)	A(Mm^3)
	0.34	33.54	33,34	1.118

3-Formule de MEDINGUER :

$$Le = 1024(P - 0.26)^2 \qquad (II.26)$$

$$\boldsymbol{A_0 = Le.S}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle en (m)
S : Surface du bassin versant en [km^2].
Le : Lame d'eau écoulée en (mm).

Tableau II. 29: : Résultats de calcule d'apport liquide par la formule MEDINGUER.

Bassin	P moy (m)	S (Km²)	Le(mm)	A(Mm^3)
	0.34	33.54	6.554	0.219

4- Formule dit « Algerienne » :

$$Le = P.\ (1 - 10{-}KP2).\ 103 \qquad \text{(II.27)}$$

$$k = 0.18 - 0.01 * log\ (S)$$

$$A = Le.\ S\ \ \text{P}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle en (m).
S : Surface du bassin versant en [km2].
Le : Lame d'eau écoulée en (mm).

.

Tableau II. 30: : Résultats de calcule d'apport liquide par la formule Algerienne

Bassin	P moy (mm)	S (Km²)	k	Le(mm)	A(Mm^3)
	340	33.54	0,165	14.59	0.489

Les valeurs obtenues par les formules empiriques précédente diffèrent les unes des autres, indiquant le problème du choix de la valeur de l'apport liquide. Pour cela, j'ai choisi la valeur la plus proche de la moyenne :

Tableau II. 31 : Choix de la valeur des apport liquide

Bassin	SAMIE	ANRH	MEDINGUER	Algerienne	MOYENNE
	1086595,38	1118223,6	219807,744	489348,6	728493,831

Tableau II. 32 : : Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals

Bassin versant	A(Mm3)
	1.086

2. Etude des caractéristiques de l'écoulement :

a-Module de l'écoulement :

$$Me = A_0 / T \qquad \text{(III.28)}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes = 365*24*3600 = 3153600 s.

Tableau II. 33: Module d'écoulement de chaque sous bassin

Bassin	**A (m3)**	**A (l)**	**T (s)**	**Me (l/s)**
	1086595,38	1086595380	31536000	34,46

b-Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = Me / S \qquad \text{(III.29)}$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km^2).

Tableau II. 34: Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin.

Bassin versant	**S (Km^2)**	**Me (l/s)**	**M0 (l/s/Km^2)**
	33.54	34.46	1,0273

c-Lame d'eau écoulée:

$$L\ e = A_0/S \qquad \text{(III.30)}$$

Tableau II. 35 : Lame d'eau écoulée de chaque sous bassin

Bassin versant	**S (Km^2)**	**A0 (Mm3)**	**Le (mm)**
	33.54	1.086	32.37

d. Coefficient de l'écoulement

$$Ce = Le / P_{moy} \quad \text{(III. 31)}$$

Tableau II. 36: Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin

Bassin versant	**L (mm)**	**P moy (mm)**	**Ce**
	32.37	335,97	0,0964

e. Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_V et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Cv = a - 0{,}063 \log 10 \ (S+1) \quad \text{(III.32)}$$

Avec :

$$a = 0{,}78 - 0{,}29 \log (M\ 10\ 0) \quad \text{(III.33)}$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

Tableau II. 37: : Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY

Bassin versant	**S (Km²)**	**M0 (l/s/Km²)**	**a**	**Cv**
	33.54	1,0273	0,7766	0,6797

- **Formule de L'ANTONOV :**

$$CV = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$$

Avec :

S : Superficie du bassin en (km²).

Tableau II. 38: : Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV

Bassin versant	**S (Km²)**	**Cv**
	33.54	0,3570

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

(III.35)

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}}$$

Avec :

M0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

Tableau II. 39: Coefficient de variation avec la formule KRISTEKLY MENKEL

Bassin	**S (Km²)**	**M0 (l/s/Km²)**	**Cv**
	10.288	1,0273	0,6674

- **Formule Algérienne**

$$C_v = 0.93 \times \frac{K}{M_0^{0.23}} \qquad \text{(III.36)}$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

M0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km2).

Tableau II. 40 : Coefficient de variation avec la formule Algérienne

Bassin	**K**	**M0 (l/s/Km²)**	**Cv**
	0.66	1,0273	0,6100

Tableau II. 41 : Calcul du coefficient de variation.

Bassin versant :	**KristeklyMenkel**	**Sokolovsky**		**L'ANTONOV**	**Algérienne**	**Moyenne**
		a :	Cv:			
	0,6674	0,7766	0,6797	0,3570	0,6100	0,5785

Après le calcul du coefficient de variation par les différentes méthodes on prend les valeurs obtenues par la formule **Algérienne** qui sont très proche de la moyenne.

Tableau II. 42 : Coefficient de variation retenue du bassin versant

Bassin versant :	**Cv**
	0.5785

II.3. Etude des crues (Musy & Higy, 1998) :

L'évaluation des crues a toujours été un souci majeur dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. L'étude des crues a comme but la détermination des hydrogrammes de crue afin de déterminer les débits maximums probable.

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels.

II.3.1. Détermination des débits maximums fréquentiels :

En l'absence de données pour les débits maximums, on a décidé de calcules les débits maximums par les formules empiriques et par la méthode GRADEX.

II.3.1.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques :

a - FORMULE DE MALLET – GAUTHIER :

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = 2K.\log(1+20H)\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1+4\log T-\log S} \qquad \text{(II.37)}$$

Avec :

K : constante comprise entre 1-3 on prend (1,5)
H: Précipitation moyenne interannuelle en m
S : Surface du bassin versant en Km²
L : Longueur du talweg principale en Km
T : Période de retour

b- FORMULE DE TURAZZA :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égale au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = \frac{c.\bar{i}_{tc}.A}{3.6} \qquad \text{(II.38)}$$

Avec :

A : Surface du bassin versant

itc : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

C - FORMULE DE SOKOLOVSKY :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,p\%} = 0{,}28.\frac{X_{p\%tc}.\alpha_{p\%}.s.f}{t_m = t_c} \qquad \text{(II.39)}$$

Avec :

αp% : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}} \qquad \text{(II.40)}$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue.

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h.

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

0.28 : coefficient de changement d'unité.

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \qquad \text{(II.41)}$$

- Pour $S \le 50 km^2$ on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} = 1.2$$

Les débits de crues des bassins versants par les différences formules dans les tableaux suivants.

Tableau II. 43: Débits de crues au bassin versant

Bassin versant Débit de crue en m3/s				
Fréquence (%)	**20**	**10**	**2**	**1**
Période de retour(an)	**5**	**10**	**50**	**100**
Formule de Mallet Gauthier	50,84	62,89	84,49	92,24
Formule de Turraza	90,10	117,62	202,81	241,17
Formule de Sokolovsky	109,00	142,22	198,60	236,19

Pour le choix des débits maximum calculés par les trois méthodes on prend le max des valeurs, donc le tableau ci-dessous montre les débits maximums pour notre basssin versant.

Formule de Sokolovsky				
Fréquence (%)	**20**	**10**	**2**	**1**
Période de retour (an)	**5**	**10**	**50**	**100**
Qmax(m3/s)	109,00	142,22	198,60	236,19

II.3.1.2. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX :

La méthode du GRADEX est considérée comme étant une approche hydro pluviométrique probabiliste inhérente au calcul des débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km2 (jusqu'à 5000 km2), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial (Guillot, 1980). La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés (Guillot, 1980).

Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.

- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares).

Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de GUMBEL (GUMBEL, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle

.

- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q10 ans.

Remarque :

Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassins voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

Etapes de la méthode :

- 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)

- Ajuster par la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières. Calculer le GRADEX des précipitations

$$P\ (mm) = a.\mu + b \qquad (III.42)$$

Avec :

μ : variable réduite de GUMBE).
a : pente de la droite de GUMBEL.

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

$$R\ (mm) = Q\ (m3/s) * 3,6 * n\ (heures) / S\ (km2) \qquad (III.43)$$

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

$$Q\mu\% = a.\ \mu + b' \qquad \text{(III.44)}$$

Avec :

a : le GRADEX de la pluie

μ : variable réduite de GUMBEL (μ= -ln (-ln (F))). b' = Q10 ans – a. μ(T=10 ans).

Tracer la droite de l'équation (III.41) sur même graphe que l'ajustement des P jmax. Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Exprimer ces Q en m3/s par la formule :

$$Q\ (m3/s) = Q\ (mm) * S\ (km2) / 3{,}6 * n\ (heures) \qquad \text{(III.45)}$$

- Calcul des débits de pointe :

Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :

$$Qp\ (m3/s) = Q\ (m3/s) * P \qquad \text{(III.46)}$$

P : coefficient de point = Qmax / Qmoy

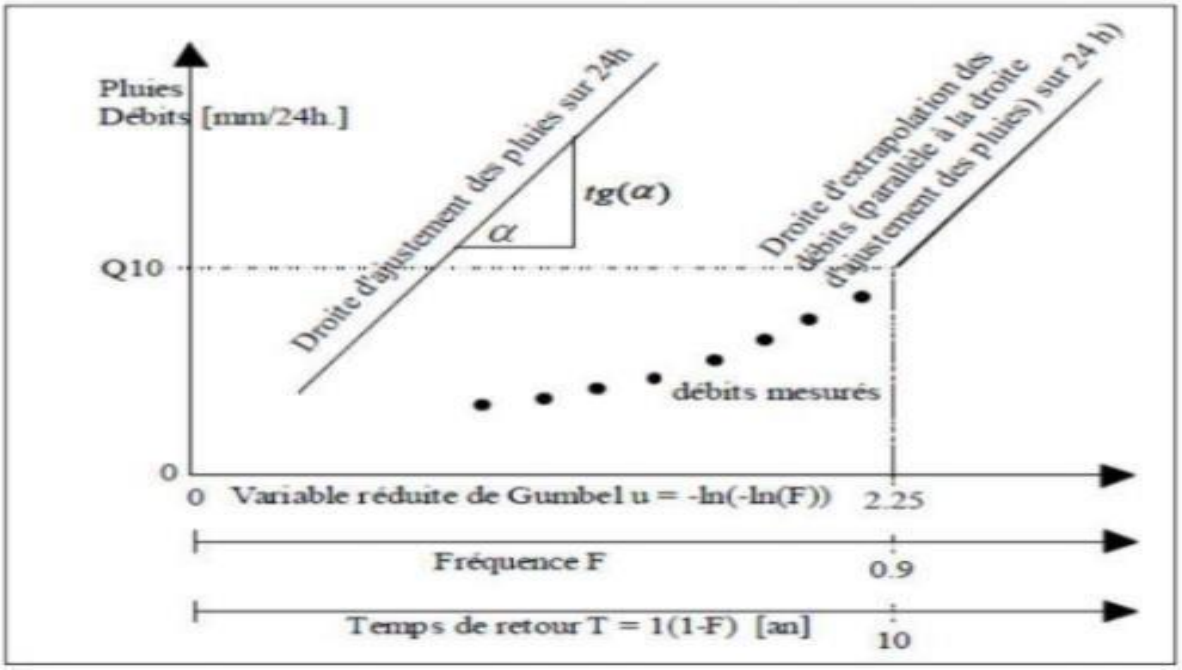


Figure II. 12: Représentation graphique de la loi de GUMBEL

1.**Estimation du débit de référence (T 10 ans) :**

Le débit de pointe de référence est calculé par analogie à partir des données de la station hydrométrique de OULED BEN AEK 012311 drainant un bassin versant ayant une superficie de 107 km² et ayant un débit décennal de 236.77 m3/s.

2.Détermination du GRADEX :

D'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de GUMBEL est :

$$P = 11.63 * \mu + 31.84 \quad \text{(III.47)}$$

Le GRADEX est donc : a=11.63 mm

3.Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crue de la station de <<Ouled Ben Aek >> (012311), on a estimé le temps de base par : n=24 heures.

4.L'ajustement de la série des débits par analogie nous a donné :

Q10 ans (Ouled Ben Aek) = 236.77 m3/s

Q10 ans (SB) = Q10 ans (Ouled Ben Aek) * S(SB) / S(Ouled Ben Aek)

$$R10 \text{ ans (mm)} = Q \text{ 10 ans (m3/s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km2)} \quad \text{(III.48)}$$

Le tableau suivant va recapitulé les resultats obtenue pour les 05 sous bassins.

Tableau II. 44 : Débits et lame d'eau décennal des 5 sous bassins

Bassin	**S (Km²)**	**S(Ouled ben Aek)**	**Q10(Ouled ben Aek)**	**Q10(m3/s)**	**R10(mm)**
	33.54	107	236,77	74.21	191.2

5.On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q\mu\% = a.\ \mu + b' \quad \text{(III.46)}$$

Avec :

a : le GRADEX = 11.63 mm.

μ : variable réduite de GUMBEL (μ= -ln (-ln (F))).

b' = Q10ans – a. μ(T=10ans)

F=1-1/10=0,9 ➔ μ = 2,25

b'= 191.2 – 11.63*2.25 = 165.02

Donc : l'équation du débit est :

Q extrapolé (mm) = 11.63* µ+165.02 (III.47)

On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P jmax, Pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m3/s).

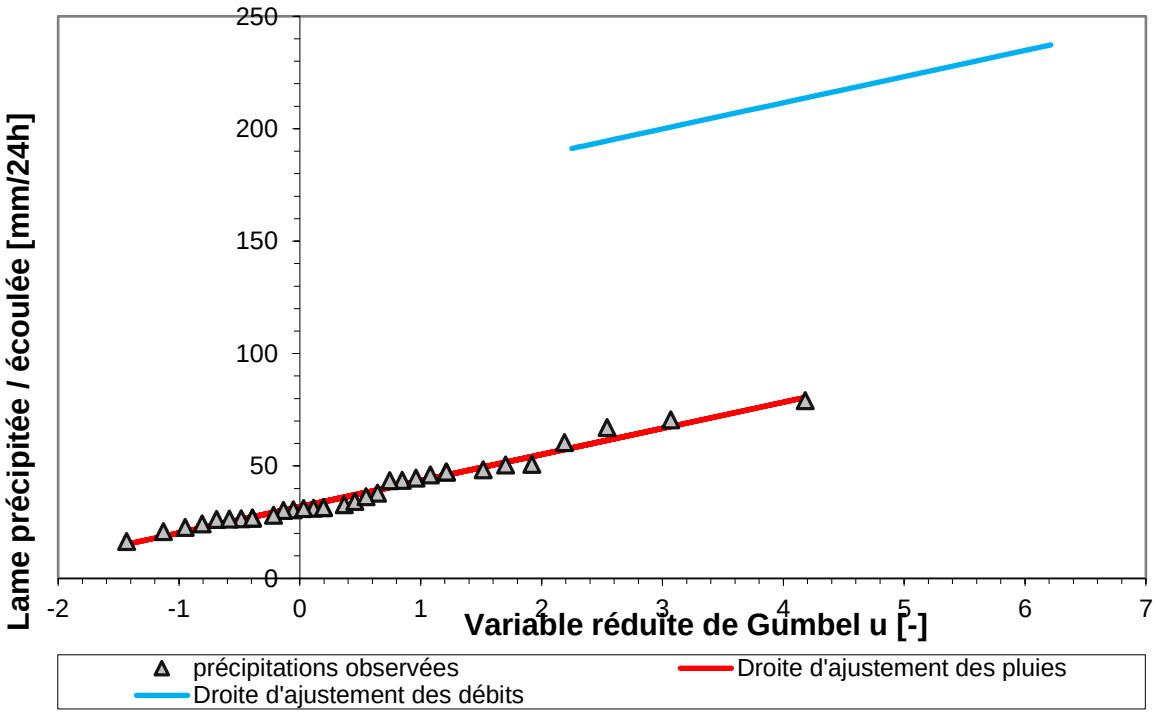


Figure II. 13 : Graphe de la méthode de GRADEX

7.Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de OULED Ben Aek nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

P = Qmax / Qmoy = 3 (II.48)

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient. P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 45 : calcule des Débits par la méthode GRADEX

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	QT [mm/24h]	Q_T [m^3/s]	Q_P [m^3/s]
5	0.800	1.49	182.35	71	212

10	0.900	2.25	191.2	74	223
50	0.980	3.90	210.4	82	245
100	0.990	4.60	218.5	85	254

Tableau II. 46 : Débits de pointe optée

T (ans)	**5**	**10**	**50**	**100**
GRADEX	212	223	245	254

Le tableau suivant nous donne tous les résultats de calcul de toutes les méthodes de calcul.

Tableau II. 47 : Débit calculé pour différent période de retour.

T (ans)	**5**	**10**	**50**	**100**
GRADEX	212	223	245	254
Mallet Gauthier	50,84	62,89	84,49	92,24
Turraza	90,10	117,62	202,81	241,17
Sokolovsky	109,00	142,22	198,60	236,19

La méthode du GRADREX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de GUMBEL de l'ajustement des précipitations.

On remarque une différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques. Les débits calculés par la méthode du GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

II.4. Etude des apports solides :

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.

Deux méthodes sont utilisées pour le calcul des apports solides :

II.4.1. Méthode de TIXERONT

$$Ta = \alpha * L0.15e \quad \text{(II.49)}$$

Avec :

Ta : désigne la dégradation spécifique en T/Km2/an.
Le : lame d'eau ruisselée en (mm)
α: désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau II. 48 : Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée

B.V a perméabilité élevée	α=8.5
B.V à perméabilité moyenne a élevé	α=75
B.V a perméabilité faible à moyenne	α=350
B.V a perméabilité faible	α=1400
B.V a perméable	α=3200

Pour notre cas en prend α=350

Les résultats du l'apports solide sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 49 : Apport solide par la méthode TEXERONT

BASSIN	**S**	**Le**	**Es**
	Km²	**mm**	**(T/Km2/an)**
	33.54	32.37	589,64

II.4.1.Formule de Gravillovic :

Très appliquée en Algérie, cette équation prend en considération plusieurs paramètres :

$$T_s = 3.141664 \times P_a \times \left[\left(\frac{T_a}{10}\right)^{0.5} + 0.1\right] \times Z^{3/2} \times \frac{P^{0.5} \times H_{moy}}{(L+10) \times 0.2} \quad \text{(II.50)}$$

Ts : Taux de transport solide.
Pa : Précipitation annuelle moyenne (mm).
Ta : Température moyenne du Bassin versant.
Zd : L'érodibilité (il varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), on prend Z=1.
P : Périmètre du Bassin Versant.

L : longueur du thalweg principale (km).
Hmoy : Altitude moyenne du BV.

Tableau II. 50 : Apport solide par la méthode Gravillovic

Bassin	**Pa**	**Ta**	**Zd**	**P**	**L**	**Hmoy**	**Ts**
	(mm)	**(°C)**	**-**	**Km**	**Km**	**mm**	**t/Km2.an**
	335.97	20.12	1	27.04	7.015	910.05	2228,979718

On prend la valeur de la formule de Gravillovic car elle tient compte de plusieurs facteurs dans le calcul contrairement à celle de Tixeront.

II.5 Hydrogrammes de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

La montée de la crue : $$Q_{\max} = Q_{\max p}\left[\frac{t}{t_m}\right]^n \quad \text{(II.51)}$$

La décrue : $$Q_{\max} = Q_{\max p}\left[\frac{t_d - t}{t_d}\right]^m \quad \text{(II.52)}$$

tm : temps de montée de la crue

td : temps de la décrue

m ,n : puissance des équations m = 2, n = 3.

tm = tc et **td =** γ **. tc**

Tableau II. 51 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

Description du cours d'eau	Valeur de δ
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 γ **=2**

t (heures)	Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°5			
	5	10	50	100
	50	20	5	2
Debit	212	223	245	254
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,15	8,48	8,92	9,80	10,16
0,30	33,92	35,68	39,20	40,64
0,45	76,32	80,28	88,20	91,44
0,60	135,68	142,72	156,80	162,56
0,75	212,00	223,00	245,00	254,00
0,90	13,57	14,27	15,68	16,26
1,05	5,72	6,02	6,61	6,86
1,20	1,70	1,78	1,96	2,03
1,35	0,21	0,22	0,25	0,25
1,50	0,00	0,00	0,00	0,00

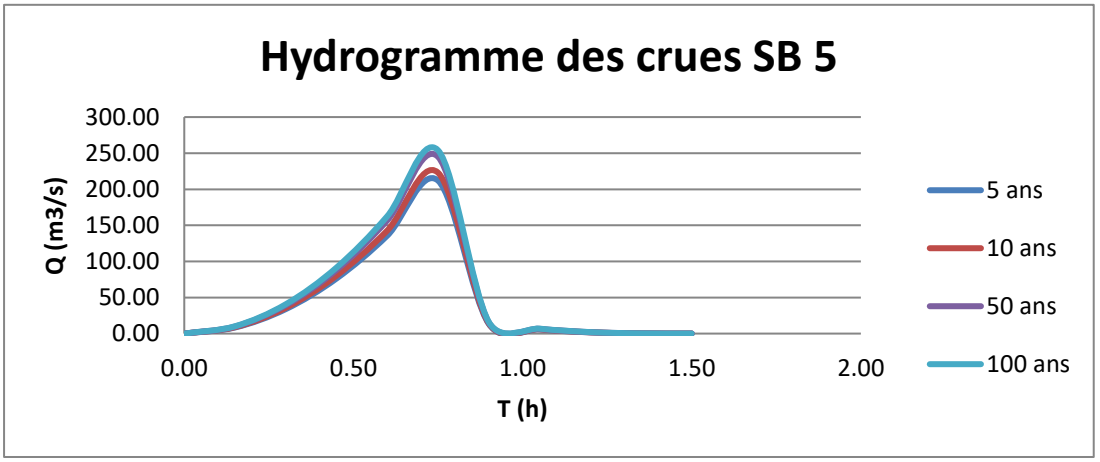


Figure II. 14 : Hydrogramme de crue

II.6 Choix de la crue de 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.

Tableau II. 52 : Crue de projet recommandé

Catégories des dommages	**Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle**
Elevés : **- Perte de vie** **-Dommage considérable**	1/100000 à 1/10000
Importants : **-Pas de perte de vie** **-Dommages importants**	1/10000 à 1/1000
Faibles ; **-Pas de perte de vie** **-Dommages légers <**	1/1000 à 1/100

A partir de ce tableau, on opte pour une période de retour de 100 ans. Donc, pour un débit qui vaut Q = 254 m3/s.

Conclusion :

L'estimation des débits de crues et l'hydrogramme de crue a été faite par plusieurs approches. Ces approches et ces méthodes donnent des résultats différents et parfois des résultats proches l'un de l'autre. Pour notre cas, pour qu'on puisse avoir un résultat représentatif on cherche toujours la méthode qui demande moins d'estimation et se base sur des hypothèses bien claires.

C'est pour cela on a choisi la méthode de GRADEX.

CHAPITRE III:

Diagnostique et modélisation
du
cours d'eau non aménagé

Introduction :

Avant chaque étude d'aménagement, l'étude hydraulique est l'étape la plus importante ce qui veut dire l'étude des écoulements dans les canaux artificiel et nature a surface libre ou en charge.

Dans ce chapitre on va étudier l'écoulement des eaux dans les oueds à aménager de notre zone d'étude.

III.1. Généralités (Graf et al, 1993) :

III.1.1. Ecoulement à surface libre :

Il 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.

III.1.2. Canaux à ciel ouvert :

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Ils peuvent être des canaux naturels ou artificiels, caractérisés par une pente « i » et un coefficient de rugosité « n ». **Degoutte, G., 2006**

A.Canaux Naturel :

Ce sont les canaux qui existent naturellement en terre, tel que les rivières, les fleuves, les torrents … Ces canaux ont des caractéristiques géométriques et hydrauliques généralement Irrégulières

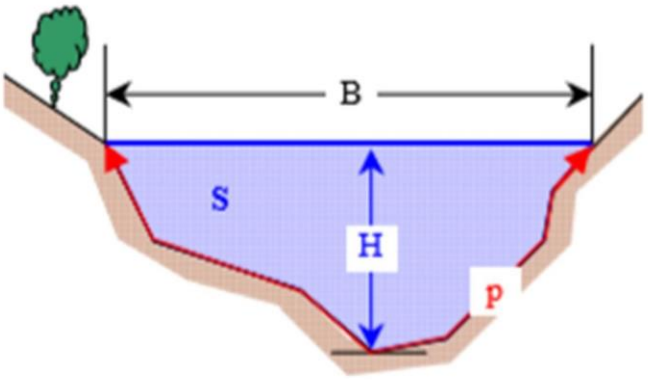


Figure III. 1: Canal naturel

B.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. **Degoutte, G., 2006**

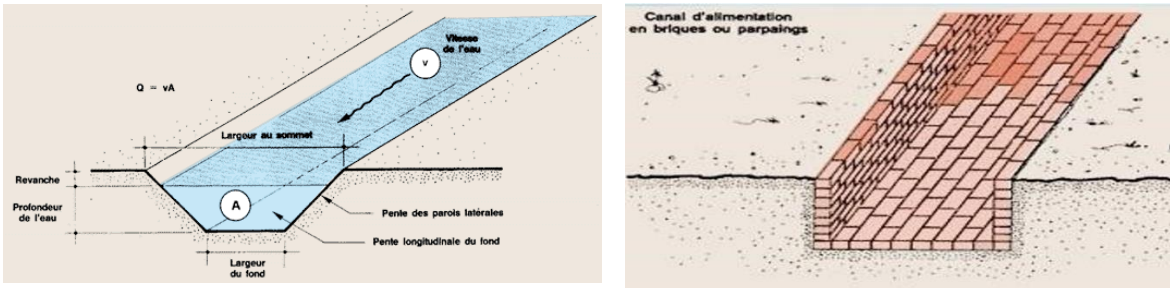


Figure III. 2: Canal artificiel

III.1.3. Types d'écoulement :

A.Variabilité dans le temps :

- **Ecoulement permanent :**

L'écoulement est dit permanent si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient lentement avec le temps, c à dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dq}{dt} = \frac{du}{dt} = \frac{dh}{dt} = 0 \qquad \text{(III.1)}$$

Il se divise en :

Uniforme

Non uniforme

- **Ecoulement non permanent :**

L'écoulement et non uniforme si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient avec le temps, c à dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dq}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq 0 \qquad \text{(III.2)}$$

Uniforme .

Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement variée.

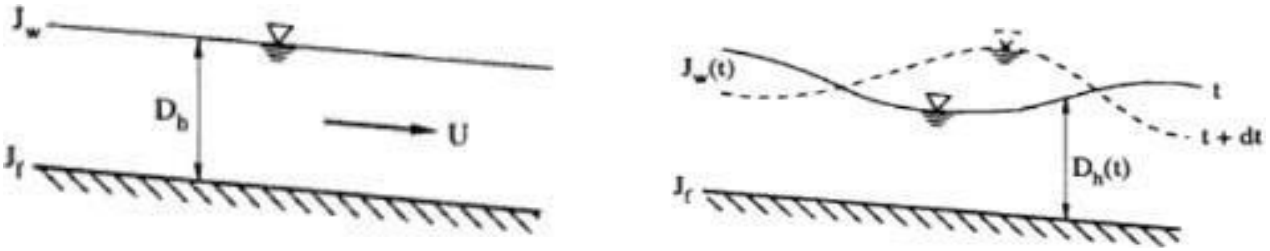


Figure III. 3 : Schéma d'un écoulement permanant et non permanant

B.Variabilité dans l'espace :

- **Ecoulement uniforme :**

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dq}{dx} = \frac{du}{dx} = \frac{dh}{dx} = 0$$

- **Ecoulement non uniforme :**

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dq}{dx} \neq \frac{du}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq 0$$

- **Ecoulement 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,

$$\text{On a } \frac{\Delta h}{x} << 1.$$

- **Ecoulement 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.

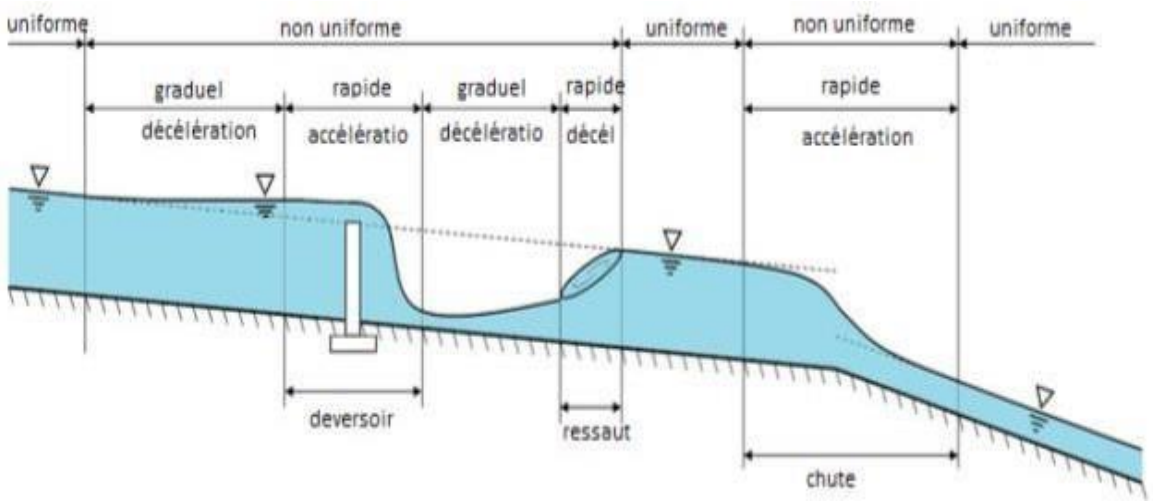


Figure III. 4 : Schéma illustrant les différents types d'écoulements

III.1.4. Régime d'écoulement :

Il existe deux régimes d'écoulement : écoulement fluviale et écoulement torrentiel. La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. (GRAF.W.H and ALTINAKAR.M. S ;1993, Hydraulique Fluviale).

C'est-à-dire :

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 \times L}{g \times S^3}}$$

Il s'écrit aussi :

$$Fr = V \times \sqrt{g \times Y_m}$$

Avec :

$Y_m = \frac{S}{L}$: le tirant d'eau moyen dans la section. Lorsque :

•Fr = 1 : le régime est critique.

•Fr < 1 : le régime est fluvial.

•Fr > 1 : le régime est torrentiel.

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

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

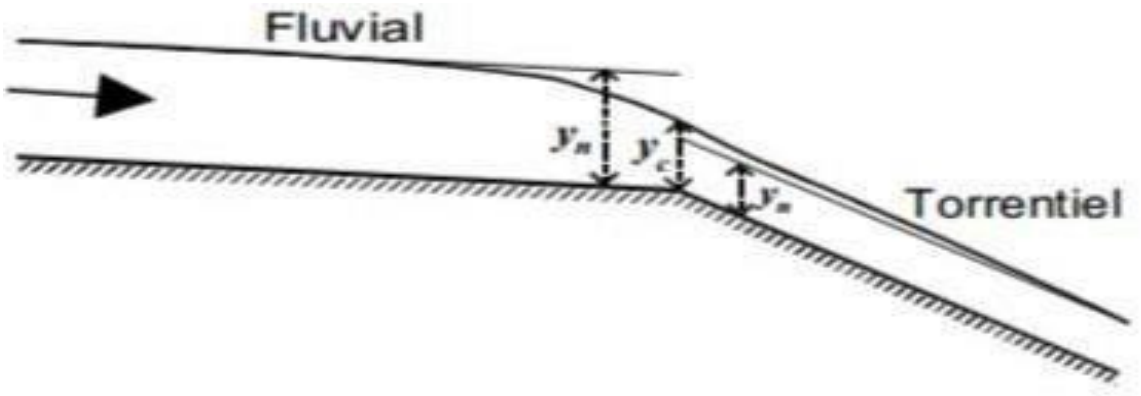


Figure III. 5 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former quatre autres régimes, le nombre de Reynolds.
Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire :

$$Re = \frac{(V \times h)}{v}$$

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit :

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

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- Fr < 1, Re < 500 : écoulement fluvial-laminaire.
- Fr < 1, Re > 2000 : écoulement fluvial-turbulent.
- Fr > 1, Re < 500 : écoulement torrentiel-laminaire.
- Fr > 1, Re > 2000 : écoulement torrentiel-turbulent.

III.2. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé :

III.2.1. Etat de l'oued à la zone d'étude

Les visites sur le terrain de l'oued Sayyed ont permet de constater qu'un certain nombre de facteur favorisent aussi la formation des inondations dans la ville de Sidi slimane. Ces facteurs peuvent être résumés dans ce qui suit :

Le type de sol de cette région et le niveau de végétation très pauvre contribue d'une manière importante dans l'érosion hydrique et par suite un débit solide important.

Le bassin d'Oued SAAYED est dépourvu de protection contre les inondations et l'érosion hydrique

Vu la topographie du terrain (région montagneuse) ou Oued SSAYED est caractérisé par des fortes ponte en amont ce qui engendre un régime torrentiel provoquant le déplacement du lit et des berges du cours d'eau.



Figure III. 6 : Oued sayyed (04/2018)

III.2.2. Modélisation de l'écoulement :

III.2.2.1. Présentation du logiciel Hec-Ras :

C'est un logiciel de modélisation monodimensionnel qui a été développé par l'US Army Corps of Engineers. HEC-RAS signifie Hydrologic Engineering Center – River Analysis System, soit Centre d'ingénierie en hydrologie – système d'étude des rivières.

Il permet de faire des simulations en régimes permanent et transitoire d'une rivière. Il permet aussi de faire une simulation avec des maillages entre les rivières.

Il consiste en général à déterminer la hauteur d'eau dans la rivière à chaque débit entrant et aussi quelques variables caractéristiques d'un écoulement fluvial, comme la charge, la vitesse de l'eau, ou autre. Enfin un écoulement monodimensionnel donne une valeur unique de chaque variable pour chaque profil en travers du modèle.

Un modèle hydraulique HEC – RAS contient dans sa géométrie des profils en travers des rivières et les profils des ouvrages. Les profils en long sont calculés à l'altitude de leurs profils en travers, ils sont perpendiculaires au sens de l'écoulement et présentent des coordonnées et des altitudes topographiques. Ils décrivent la forme et l'allure de la rivière. Par rapport à d'autre logiciel de simulation, le logiciel HEC – RAS tient compte des calculs en présence des ouvrages dans la rivière pendant la simulation et garde en général les topographies extraites des données du système géographique. Le temps de calcul d'HEC – RAS pour une simulation est plus rapide. En régime permanent, les résultats sont moins précis car la simulation ne tient compte que d'un seul débit tout le long de la rivière. Par contre avec la simulation en régime transitoire, les résultats sont beaucoup plus précis et approchent les observations (obtenus sur le terrain).

III.2.2.2. Etapes de simulation par HEC-RAS

Avant de commencer il faut crée un nouveau projet qui consisté à choisir un nom, un titre et l'emplacement du fichier.

I.1.1.1.1 Modélisation de la rivière (données géométriques) :

La modélisation de la rivière consiste a définir la géométrie des oueds étudiés tel que les sections en travers (largeur, profondeur…), et les données d'ouvrages d'art ou hydraulique existants (pont, déversoir …).

Les sections transversales ont été tirés a partir du levé des profils en travers du notre oued, d'abord nous avons tracé l'axe du oued dans Hec-ras , ensuite on a introduisais les stations et les élévations de chaque station manuellement pour plus de précisions et on a défini left et right Banks des sections a partir des données tiré du levé . A la fin tous a été tracés automatiquement par le logiciel HEC-RAS.

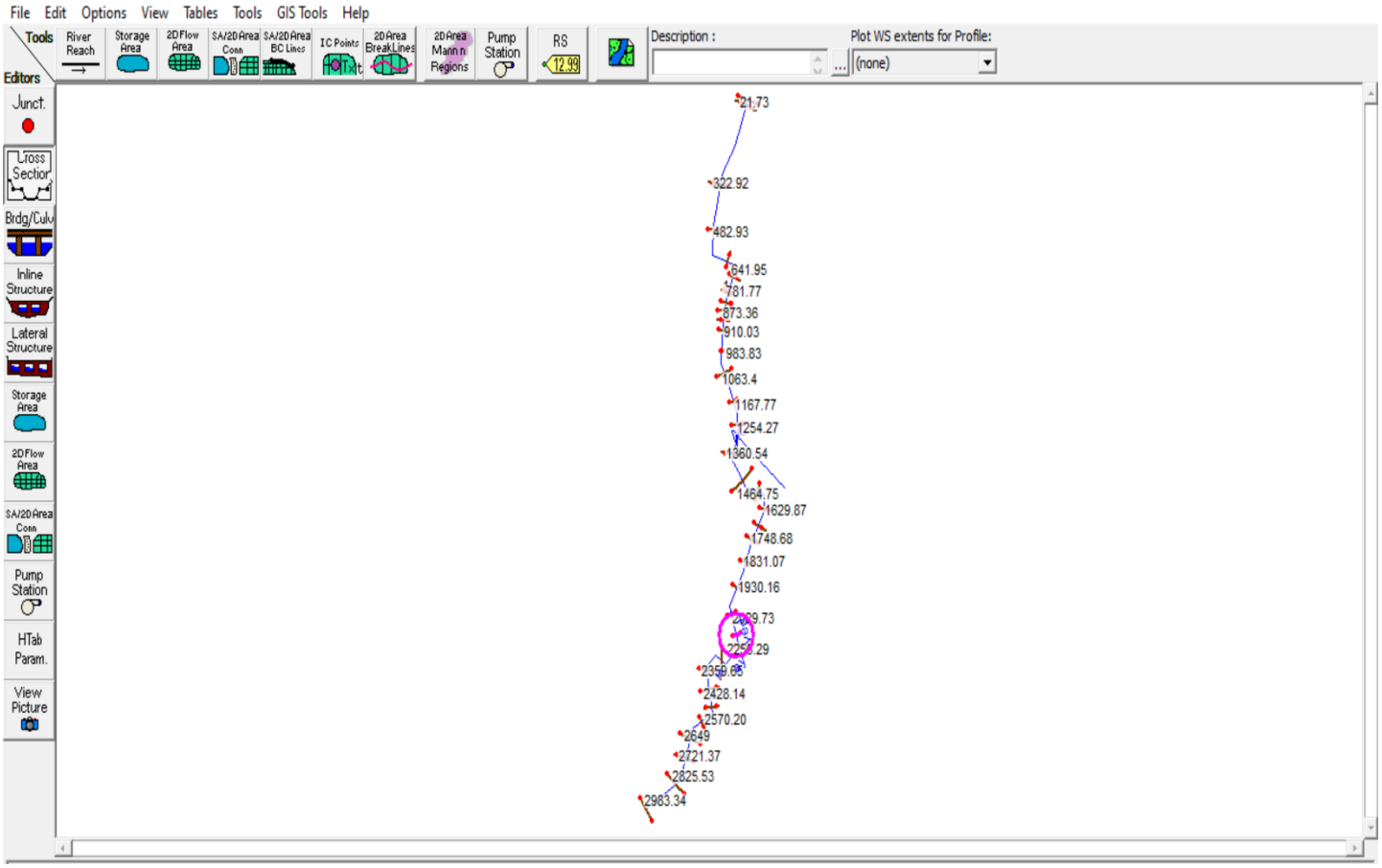


Figure III. 7 : Les profils en travers du oued sayyed

I.1.1.1.2 Données hydrométriques et conditions aux limites :

La modélisation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrées pour chaque oued et les conditions aux limites tel que coefficient de Manning et la hauteur critique pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section de chaque oued.

Vue l'absence des informations (courbe débit-hauteur), nous devions choisir la hauteur critique comme condition aux limites d'où le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.

I.1.1.1.3 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.

I.1.1.1.4 Résultat de la simulation :

Le plan des cours d'eau en trois dimensions et leurs profils en longs du modèle géométrique sont présentés sur les figures si dessous :

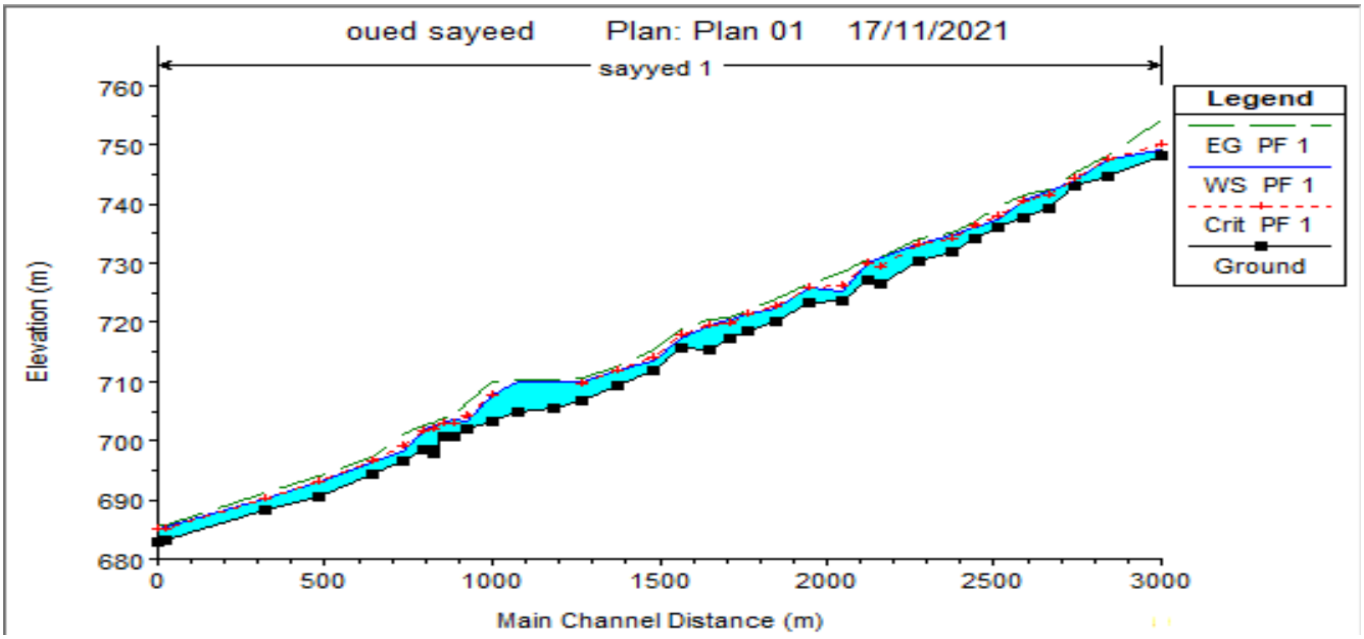


Figure III. 8 : Profil en long du Oued, après la simulation

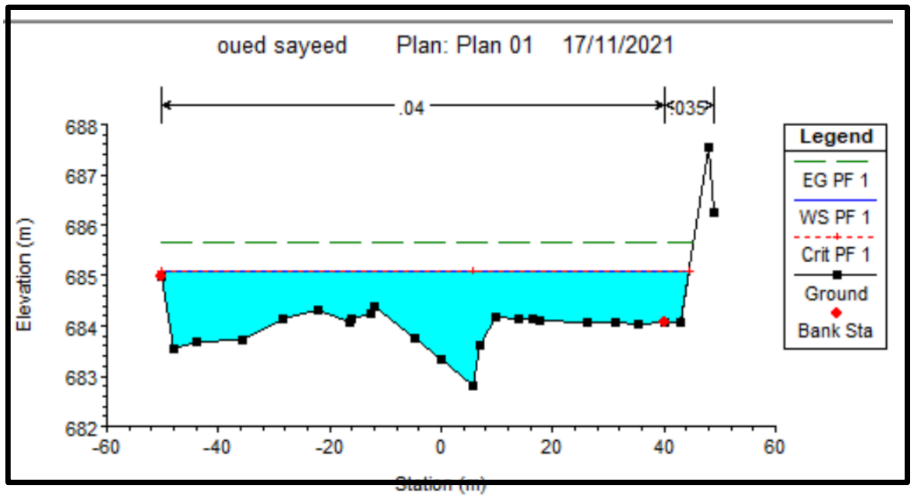


Figure III. 9 : : Profil en travers (Section :0)

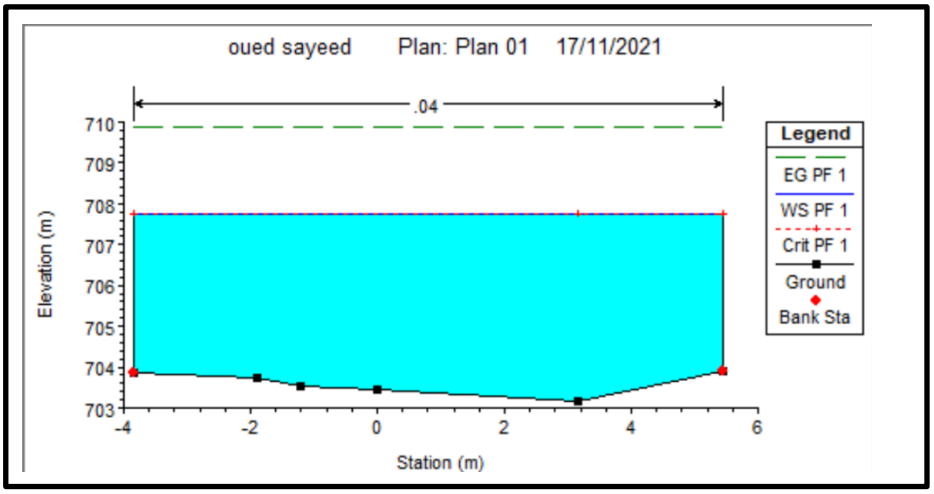


Figure III. 10 : Profil en travers (Section :983.83)

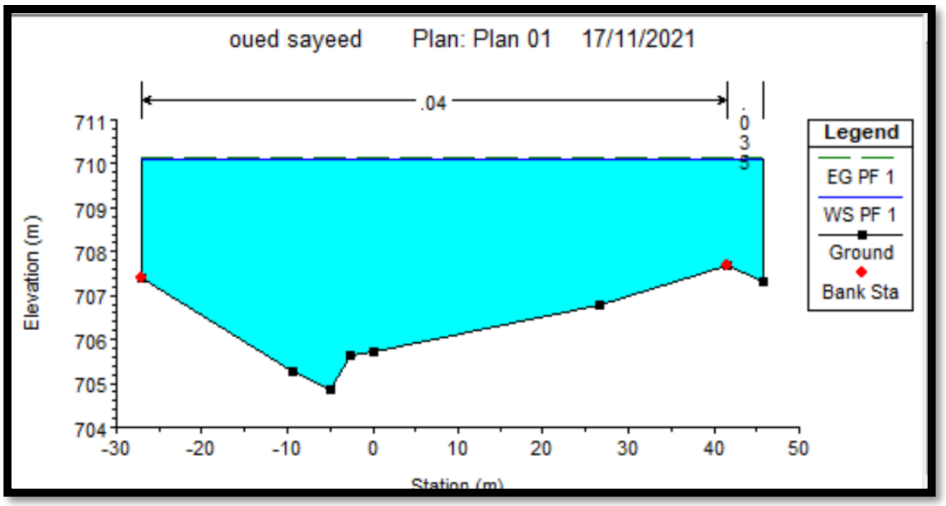


Figure III. 11 : Profil en travers (Section :1063.4).

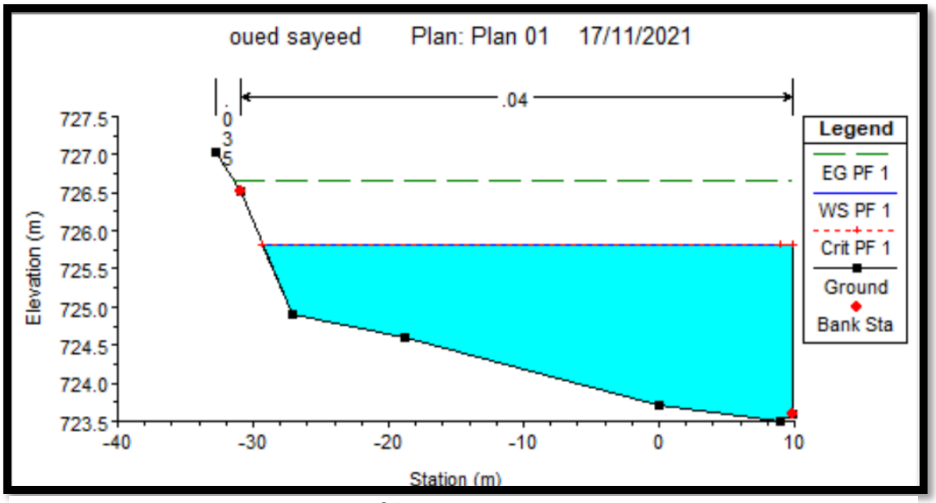


Figure III. 12 : Profil en travers (Section :1930.16).

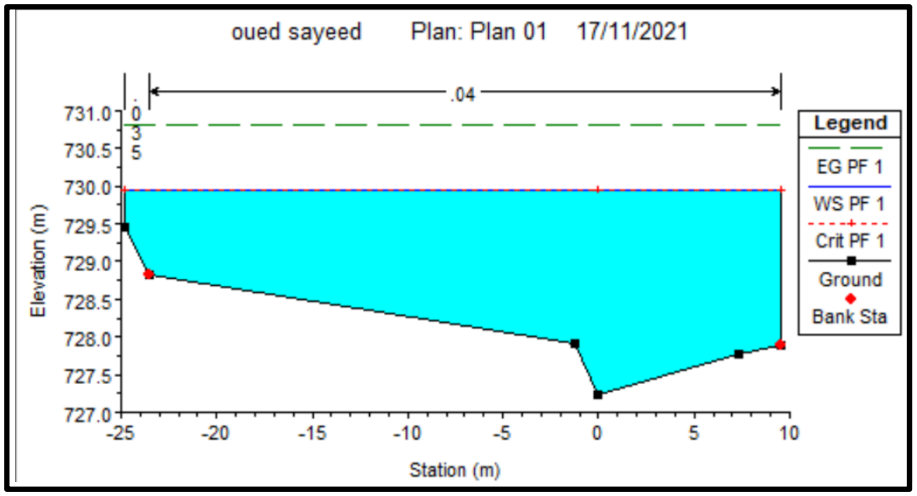


Figure III. 13 : Profil en travers (Section :2104.85).

Le tableau suivants résume les résultats de simulation établit par HEC RAS :

Tableau III. 1 : Résultat de calcul de la simulation pour Oued sayyed pour un débit de 254m3

Reach	River Sta	Profil 1	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
SAAYED	**2721.37**	PF1	254.00	748.27	750.20	750.20	750.81	0.014739	3.47	73.10	59.46	1.00
SAAYED	**2649**	PF1	254.00	744.60	747.26	747.42	748.14	0.019207	4.17	61.01	46.27	1.15
SAAYED	**2570.20**	PF1	254.00	743.01	744.13	744.48	745.22	0.043832	4.64	54.99	66.14	1.62
SAAYED	**2493.7**	PF1	254.00	739.38	742.05	741.66	742.35	0.006083	2.42	104.75	74.34	1.65
SAAYED	**2428.14**	PF1	254.00	737.76	740.60	740.60	741.60	0.013180	4.44	57.23	28.86	1.01
SAAYED	**2359.65**	PF1	254.00	735.98	737.45	738.07	739.56	0.068594	6.44	40.26	47.37	2.07
SAAYED	**2256.29**	PF1	254.00	734.22	736.20	736.34	737.09	0.018560	4.28	62.67	48.00	1.15
SAAYED	**2146.98**	PF1	254.00	731.89	733.89	734.29	735.23	0.040419	5.13	49.49	46.73	1.59
SAAYED	**2104.85**	PF1	254.00	730.31	733.36	733.36	734.20	0.013719	4.04	62.81	38.10	1.01
SAAYED	**2029.73**	PF1	254.00	726.59	730.84	729.26	731.03	0.001356	1.95	137.75	48.95	1.35
SAAYED	**1930.16**	PF1	254.00	727.23	729.93	729.93	730.83	0.013838	4.19	61.19	34.36	1.99
SAAYED	**1831.07**	PF1	254.00	723.77	725.41	726.30	728.49	0.085356	7.77	32.68	29.16	2.34
SAAYED	**1748.68**	PF1	254.00	723.50	725.83	725.83	726.65	0.014755	4.01	63.30	39.21	1.01
SAAYED	**1692.74**	PF1	254.00	720.03	722.26	722.85	724.09	0.049932	5.99	42.43	37.91	1.81
SAAYED	**1629.87**	PF1	254.00	718.68	721.37	721.37	722.11	0.014155	3.79	66.96	46.16	1.01

SAAY ED	1549.23	PF1	254.00	717.21	720.53	719.83	720.94	0.004746	2.85	89.18	39.75	2.61
SAAY ED	1464.75	PF1	254.00	715.28	719.37	719.37	720.41	0.013631	4.50	56.41	27.76	1.01
SAAY ED	1360.54	PF1	254.00	715.85	717.43	717.80	718.76	0.032270	5.11	49.75	40.12	1.46
SAAY ED	1254.21	PF1	254.00	711.76	713.51	714.10	715.37	0.049489	6.04	42.03	36.77	1.81
SAAY ED	1067.77	PF1	254.00	709.21	711.77	711.79	712.42	0.015845	3.56	71.27	58.85	1.03
SAAY ED	1063.4	PF	254.00	706.67	710.04	709.65	710.65	0.007382	3.45	73.68	35.38	1.76
SAAY ED	983.83	PF	254.00	705.34	709.99		710.28	0.001793	2.40	108.13	31.09	1.41
SAAY ED	910.03	PF	254.00	704.87	710.10		710.15	0.000270	0.96	269.02	73.02	1.01
SAAY ED	873.4	PF	254.00	703.17	707.76	707.76	709.87	0.021805	6.43	39.52	9.31	1.00
SAAY ED	873.36	PF	254.00	702.00	703.20	704.10	706.58	0.119480	8.15	31.17	32.79	2.67
SAAY ED	842.08	PF	254.00	700.56	703.54	703.04	703.95	0.004510	3.03	97.11	54.47	1.62
SAAY ED	817.06	PF	254.00	700.56	702.99	702.99	703.69	0.014167	3.72	68.36	48.68	1.00
SAAY ED	781.77	PF	254.00	698.55	702.53	701.87	702.96	0.004938	2.93	88.82	45.64	1.63
SAAY ED	730.44	PF	254.00	697.94	702.69		702.89	0.001544	2.00	129.45	46.24	1.37
SAAY ED	641.95	PF	254.00	698.50	701.76	701.76	702.69	0.013608	4.29	59.22	31.92	1.01
SAAY ED	482.93	PF	254.00	696.48	698.21	699.03	700.88	0.079646	7.23	35.14	33.08	2.24
SAAY ED	322.92	PF	254.00	694.44	696.32	696.44	697.16	0.020275	4.25	63.07	48.52	1.19
SAAY ED	21.73	PF	254.00	690.41	692.99	693.15	693.99	0.019404	4.43	57.39	38.70	1.16
SAAY ED	0	PF	254.00	688.25	690.16	690.27	691.05	0.017077	4.17	60.94	41.93	1.10

Vue le niveau d'eau dans toutes les sections en travers de chaque oued, nous remarquons que presque toutes les oueds sont inondés , selon les paramètres suivants :

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.96 et 8.15 m/s.
- La hauteur d'eau qui varie entre 1.12 et 5.23 m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, on peut Constater que lerégime du cours d'eau est torrentiel (entre 1 et 2.67) ce qui explique l'érosion du lit vu les grandes vitesses d'écoulement.

III.3. Les zones inondables

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.

Dans cette partie nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente avec utilisation de l'application RAS-Mapper intégrer dans HEC-RAS version 5.0.7.

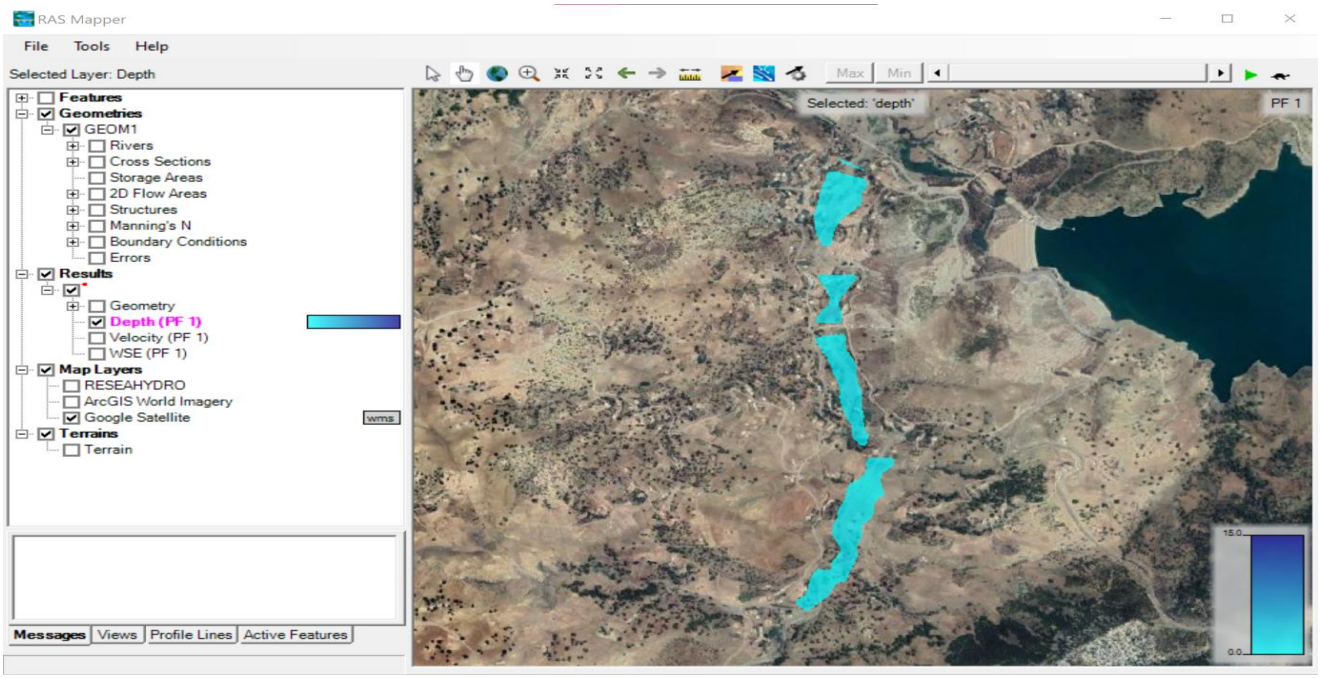


Figure III. 14 : Les zones inondables

Conclusion :

Cette étape nous a permis de bien connaitre la situation de notre zone d'étude, sa réponse visà-vis des inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

CHAPITRE IV:

Etude des variantes d'aménagement pour la protection contre les inondations

Introduction :

Les mesures structurelles visent à réaliser des aménagements sur les réseaux et le bassin versant pour diminuer les débordements ou protéger les zones à enjeux. Elles agissent sur l'aléa naturel au droit des lieux habités en l'état actuel du bassin versant. L'optimisation et le choix du schéma souhaitable d'aménagement, consiste à trouver le meilleur compromis entre impacts et contraintes présentes, afin de régler le problème d'inondation, sans pour autant projeter des solutions à un coût hors de propos ou bien qui auront des conséquences néfastes sur l'environnement du cours d'eau.

IV.1. Principe d'aménagement :

IV.1.1. Les différents types d'aménagements :

IV.1.1.1. Reprofilage :

Modification et homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation. Le reprofilage d'un cours d'eau consiste à uniformiser sa pente, modifiant la zonation du profil en long. Ce type d'opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit. (AFB.2018)

IV.1.1.2. Curage :

Il s'agit de nettoyer le cours d'eau des sédiments, pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

IV.1.1.3. Protection des berges :

Suite à une crue importante les berges de l'oued seront soumises à des courants perturbateurs d'eau, ces derniers provoquent le transport de quelques parties de terre, ainsi le glissement de terre due aux infiltrations des eaux après la crue, cela nécessite des ouvrages qui maintiennent la stabilité des terres**.**

IV.1.1.4. Réalisation des canaux :

Il s'agit de regénérer le couloir d'oued avec des différents matériaux de différents structures.

IV.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux :

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par la relation suivante :

$$Q_{dim} = \frac{1}{n} * \quad * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i} \quad S_m$$

Où :

Qdi : Débit de dimensionnement (m3/s).
n: coefficient de Manning.
S : Section mouillée du canal en (m2).
Rh : Rayon hydraulique (m).
i: pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

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

Figure IV. 1 : Géométrie des sections mouillée dans un canal

(Source : http://vrd-btp.blogspot.com/2016/04/) V.1.C.

IV.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement

IV.1.3.1. La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique.

IV.1.3.2. 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 suivant :

Tableau IV. 1: Tableau IV.1 :Valeurs de coefficient de rugosité

Caractéristiques du lit ou du revêtement	**Valeur de la rugosité n**
Canal en gabion	0.03
Canal en pierres sèches	0.025

Canal en terre droit et uniforme	0.017
Canal a revêtement en béton	0.013

Source : Table de rugosité de Manning

IV.1.3.3 . Revanche des canaux

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche 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.
Pour le dimensionnement du canal, on opte une pour une revanche de 0.75 m à 1 m.

IV.2. Etude des variantes :

Les variantes proposées pour l'aménagement des oueds sont :

- Un canal trapézoïdal en béton armé.
- Un canal mixte (la plupart de l'oued canal trapézoidal et a 482.93m de l'aval en fait un recalibrage par des murs de gabions)

IV.2.1. Canal trapézoïdal en béton armé :

La forme trapézoïdale est choisie car elle représente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grandeur capacitée de transit des eaux, le champ d'écoulement est maximum, et par ce qu'elle présente un profil plus stable.

IV.2.1.1. Dimensionnement :

Les dimensions des canaux en béton armés de chaque oued sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m	Type section
sayyed	1	2983.34	1930.16	1053.18	2.5	54	2.5	1	Trapèze Béton
	2	1831.07	781.77	1049.3	3.2	37	2.6	1	Trapèze Béton
	3	482.93	0	482.93	2	14	2.8	1	Trapèze Béton

IV.2.1.2. Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau IV. 3 : Tableau IV.3 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Oued	Profil	Débit Q (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillé(m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m\m)	Remarque
1	1	254	5.27	1.94	1 .21	108.52	59.49	1.82	Régime torrentiel
2	1	254	6.11	2.29	1.29	89.97	43.47	2.06	Régime torrentiel
3	2	254	5.03	2.4	1.06	39.36	20.79	1.89	Régime torrentiel

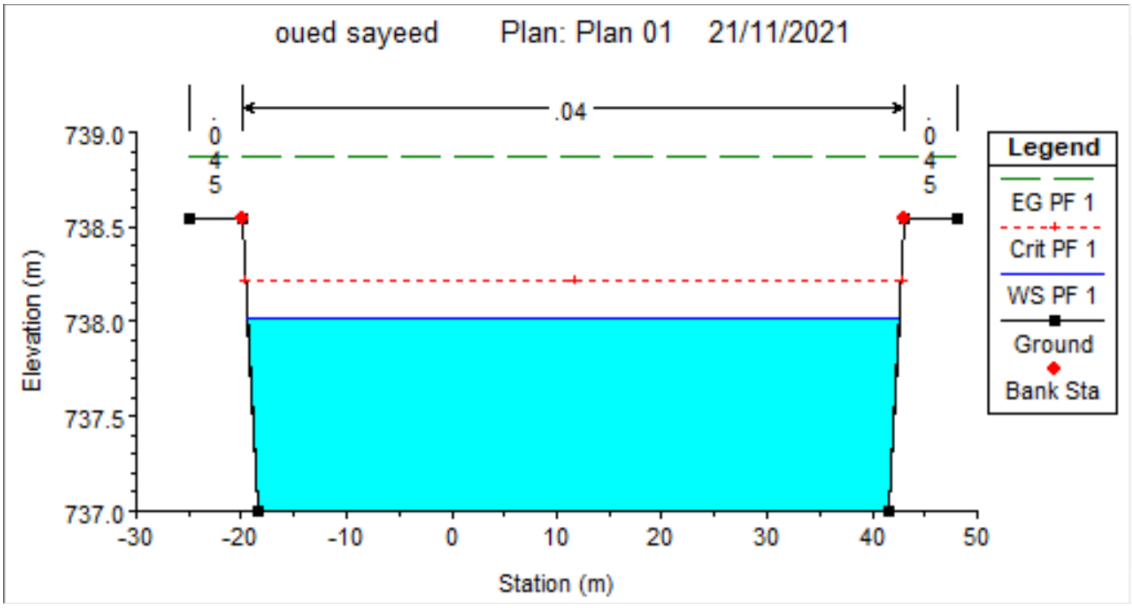


Figure IV. 2 : Section en travers après aménagement (2983.3)

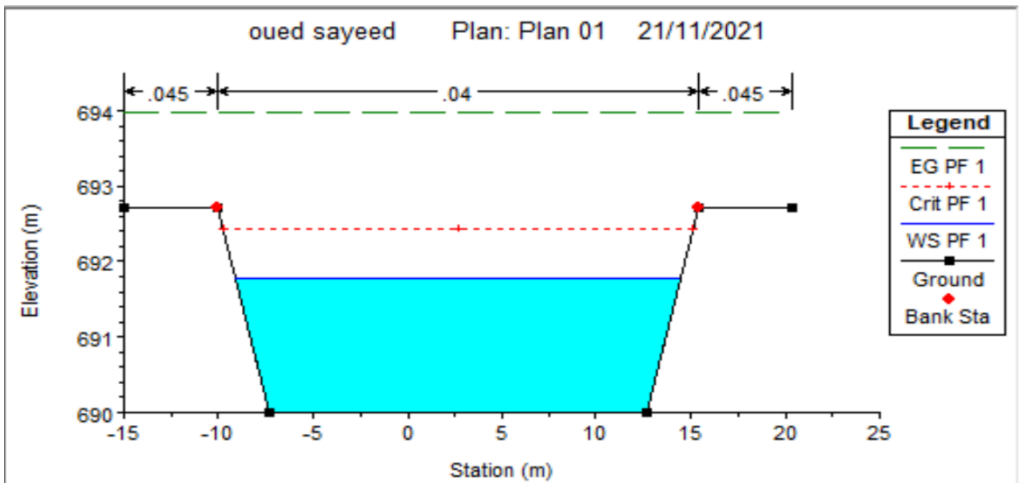


Figure IV. 3: Section en travers après aménagement (1167.77)

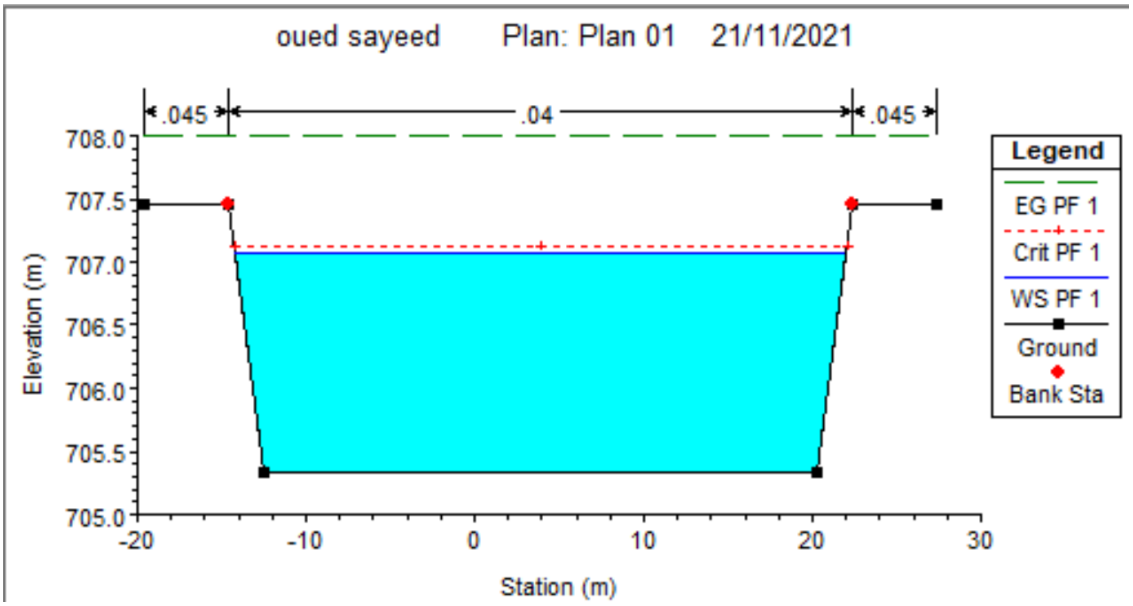


Figure IV. 4: Section en travers après aménagement (0)

IV.2.1.3. Estimation du coût de la variante

L'épaisseur du revêtement en béton des parois du coursier canal trapézoïdal est prise égale à 0,15÷0,4 m L'épaisseur du radier du coursier est prise égale à 0,2÷0,5 m (M. HASSANE, 2015, Blida).

- On prend une épaisseur de 15 cm pour les parois et le radier pour béton armée.
- Pour Béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm
- Pour calcul volume de béton entre deux sections, peut être utiliser la relation suivent :

$$V_{béton} = \frac{S_{i+1}+S_i}{2} \times L$$

Avec :

S , Si+1 : la surface de la section transversale de béton d'ordre i, i+1.

L : longueur de Tronçon.

Toutes les opérations ont été effectuées à l'aide d'un programme Excel. Les résultats finaux sont affichés dans tableau suivant :

Tableau IV. 4 : Devis de la variante (canal en béton armé).

Désignation travaux		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Terrassement	**Déblai**	m3	45898	250	11.474.500
	Remblai	m3	0	7 00	0
Béton de propreté		m3	5220.775	6000	31.324.650
Béton armé		m3	1026.68	45000	46.200.420
Montant Totale					88.999.570

IV.2.2. Variante 2 : canal mixte (béton armé et recalibrage par des murs de gabions) :

Les murs en gabions sont utilisés principalement pour les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont 2 * 1 * 1 m et 2 * 1 * 0.5 m. Les murs en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui renforce la stabilité des berges.

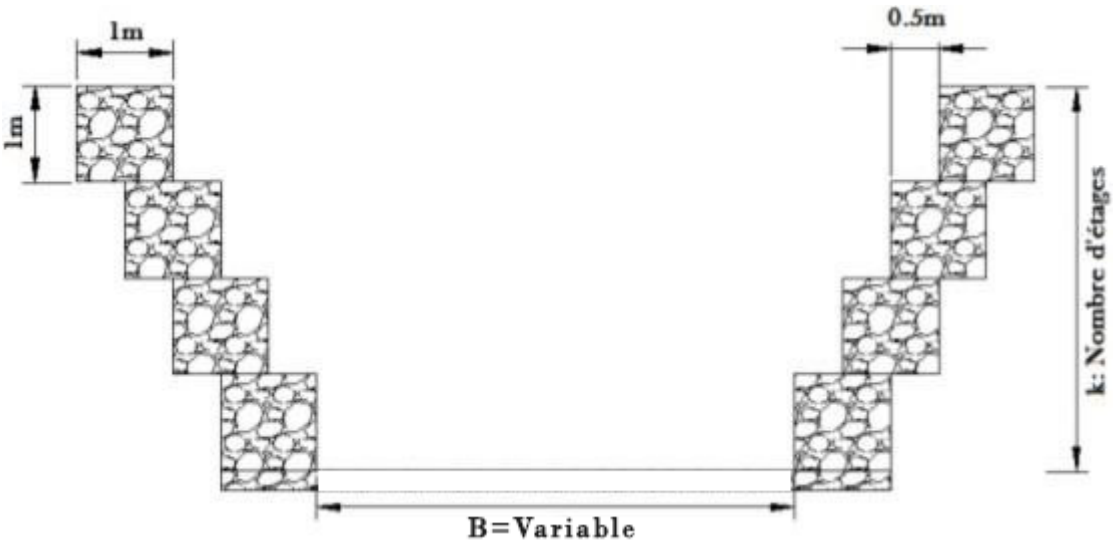


Figure IV. 5: Coupe en travers des murs en gabion

Tableau IV. 5 : caractéristique géométrique d'une section en gabion.

Caractéristique	Section S_m (m^2)	Périmètre $P_m(m)$	Rayon hydraulique R_h (m)
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1)+b.k$	$b+3k-1$	$\frac{0.5k(k-1)+b.k}{b+3k-1}$

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

Tableau IV. 6: Dimensions du mur en gabion.

Nombre d'étages k	b (m)	I(%)
3.00	14.00	2

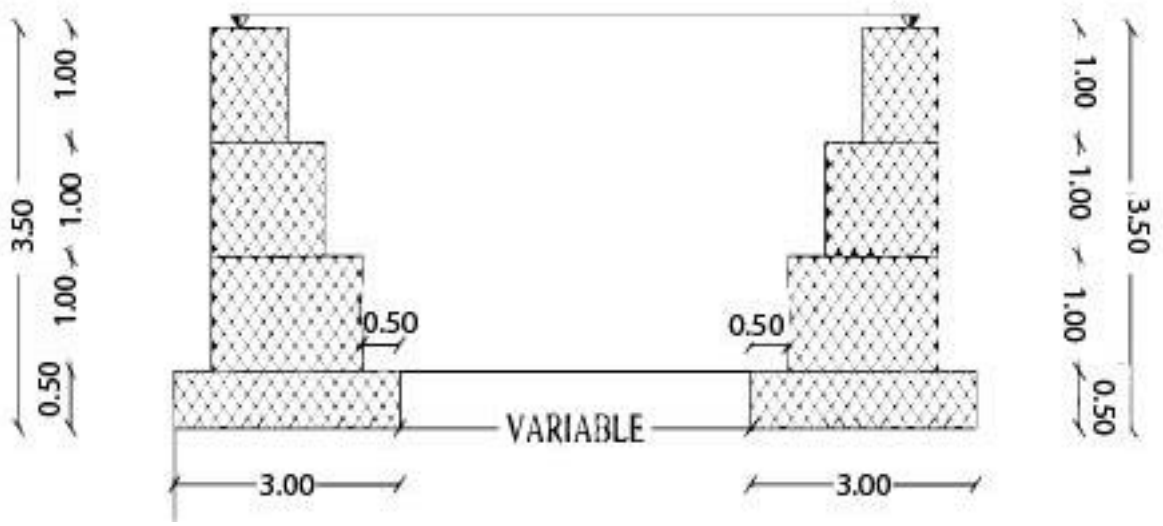


Figure IV. 6: Les Murs en gabion

Le recalibrage sera effectué de la manière suivante :

2-Elargir Oued SAAYED d'une largeur en plus de 25 m.

3-Corriger la forme irrégulière de l'oued par une forme rectangulaire sur une longueur de 482.93ml des deux côtés gauche et droit avec une largeur de départ de 14,00 m et une largeur d'arriver de 48m.

4-la correction de la forme de l'oued sera faite par des murs en gabion d'une hauteur de 3.00 m au-dessus du sol.

5-Les murs seront encrés dans le sol par une profondeur de 50 cm.

V.2.2.1. Dimensionnement :

Les dimensions des sections des oueds aménagés sont résumées dans le tableau ci- dessous :

Tableau IV. 7: Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m	Type section
sayyed	1	2983.34	1930.16	1053.18	2.5	54	2.5	1	Trapèze Béton
	2	1831.07	781.77	1049.3	3.2	37	2.6	1	Trapèze Béton
	3	482.93	0	482.93	2	48	2.8	/	Recalibrage pars murs de gabions

V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement :

Les paramètres d'écoulement des oueds aménagés sont résumés dans le tableau ci- dessous:

Tableau IV. 8: Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte

Oued	Profil	Débit Q (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillé(m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m\m)	Remarque
1	1	254	4.08	1.27	1.36	70.4	57.6	1.22	Régime torrentiel
2	1	254	4.35	1.54	1.12	59.49	41.37	1.44	Régime torrentiel
3	2	254	5.60	2	1.78	147	55	2.67	Régime torrentiel

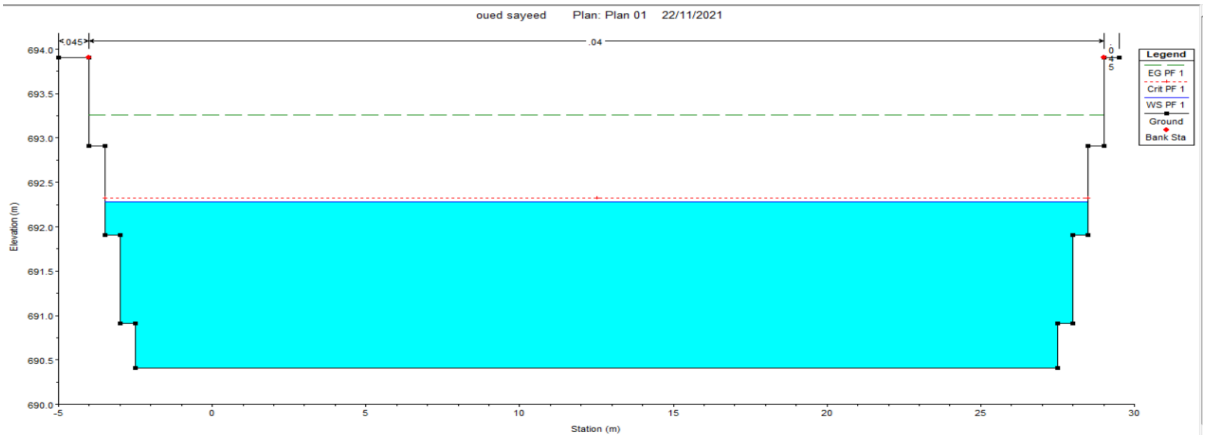


Figure IV. 7: Section en travers aménagé par les murs en gabion (21.73)

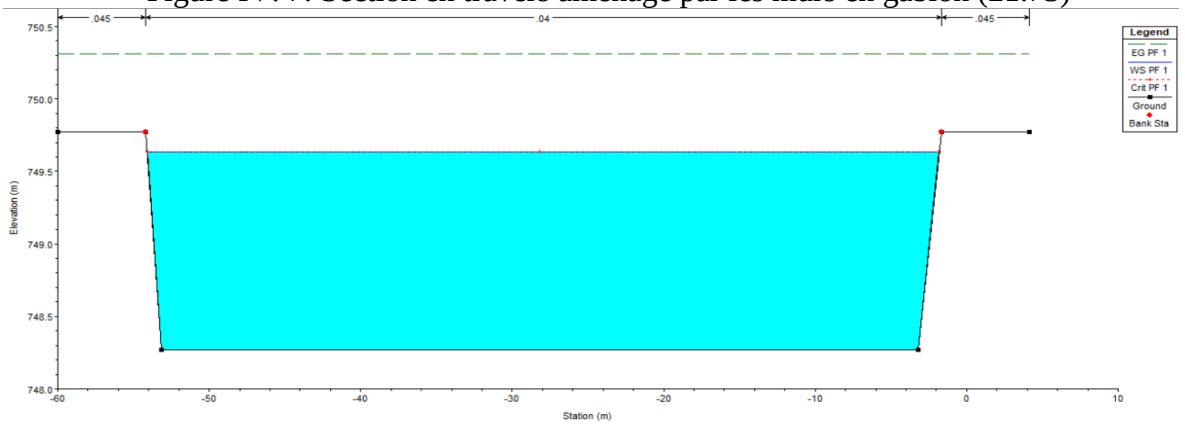


Figure IV. 8: Section en travers aménagé par béton armé (2983.3)

IV.2.2.3. Estimation du coût de la variante :

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. l'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

Désignation travaux		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Terrassement	**Déblai**	m3	15381.08	250	3.845.269
	Remblai	m3	0	700	0
Béton de propreté		m3	1329.3	6000	7.975.803
Béton armé		m3	815.59	45000	36.699.701
Gabion		m3	2738.61	4500	12.323.760
Montant Totale					60.844.533

IV.3. Choix de la variante d'aménagement

IV.3.1. Critères d'évaluation :

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.

V.3.2. La variante choisit :

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante mixte parait plus économique que la variante de canal en béton armé :

On opte pour la variante mixte :

- La simplicité de la réalisation.
- Cout moins élevé.
- Longue durabilité.
- Une bonne stabilité.

Conclusion :

Après avoir étudier les sections proposées pour l'aménagement d'oued sayyed, nous avion opté pour la variante mixte.

CHAPITRE V :

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à prévoir les ressources nécessaire (humains, matérielles, et matériaux), et imposé un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but la rapidité, la qualité et l'économie.

V.1. Généralité :

V.1.1. Maitre de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale a qui les travaux sont réalisés c'est le client (promoteur, constructeur …), son rôle est :

- Etablir ces besoins de construction.
- Organiser les opérations d'investissement.
- Choisir le maitre de l'ouvre ou le bureau d'étude.
- Financier les travaux réalisés.

V.1.2. Maitre de l'ouvre :

C'est une personne physique ou morale c'est un conseiller technique désignée par le maitre d'ouvrage pour réaliser un ou plusieurs taches de la mission de construction, son rôle est :

- Diriger les travaux.
- S'assurer la faisabilité du projet.
- Contrôler la conformité des ouvrages.
-

V.1.3. Entrepreneur :

C'est une personne physique ou morale qui est chargé de la réalisation des travaux aux conditions bien définis. Son rôle est :

- Etudier le projet coté prix.
- Déterminer les prix unitaires pour la réalisation de chaque ouvrage.
- Dessiner les plans d'installation de chantier.
- Réaliser les ouvrages prévus.

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 travaux.

Tableau V. 1:Engins utilisés

Taches	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 rouleaux lisses	

V.2. Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- Prix unitaire des terrassements.
- Prix unitaire de fourniture et pose de (gabionnage, tout venant).

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante retenue :

Tableau V. 2: Le devis des différents travaux de l'aménagement de oued de la zone d'étude

Désignation travaux		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Terrassement	**Déblai**	m3	53263.795	250	3.845.269
	Remblai	m3	0	700	0
Béton de propreté		m3	3750.86	6000	7.975.803
Béton armé		m3	12184.46	45000	36.699.701
Gabion		m3	5405.28	4500	12.323.760
Montant Totale					60.844.533
TVA 19%					11.560.461
TOTAL TTC					72.404.994

Le devis du projet est estimé à : six cents deux millions neuf cents six mille neuf cent cinquante-sept dinars algériens.

V.3. Planification :

La planification des travaux est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct a temps, aussi économique que possible. Elle consiste en (BENLAOUKLI,2004) :

- L'installation des postes de travail.
- L'observation instantanée.
- L'analyse des tâches.
- Le chronométrage.
-

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

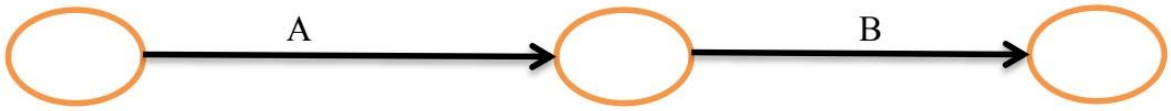
V.3.1. Méthodes basées sur le réseau :

V.3.1.1.Définition :

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 :

a. Réseau à flèches :

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



L'opération **A** précède l'opération **B**.

b. Réseau à nœuds :

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



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

V.3.2.Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement 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.

- 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.

- Construction des graphes partiels.

- Regroupement des graphes partiels.

- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

- Construction du réseau.

V3.3.Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004) :

V.3.3.1.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.

V.3.3.2.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.

V.3.4.Méthodes basées sur le graphique :

1. **Méthode linéaire (ligne of balance technic) :**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

2. **Méthode à barres :**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

V.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 :

V4.1. 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.

V.4.2 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.

V.4.3 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.

V4.3.1. 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.

V.4.3.2 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 :

tr : temps de réalisation.
DCP : date de commencement au plus tôt.
DCPP : date de commencement au plus tard.
DFP : date de finition au plus tôt.
DFPP : date de finition au plus tard.
MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération tel que :

$$DFP = DCP + tr$$

$$DCPP = DFPP – tr$$

V.4.3.3 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 :

$$MT = 0 \text{ et } \sum tr\ cc = DTP$$

V.5. 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'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée 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 :

Tableau V. 3: Désignation d'opération Code Durée (Jours)

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement (tronçons 1et 2)	B	45
Compactage (tronçon 1et 2)	C	20
Exécution de lit du béton de propreté (tronçon 1 et 2)	D	25
Exécution de béton armé pour les canaux (tronçon 1 et 2)	E	35
Travaux de terrassement (tronçon 3)	F	40
Compactage (tronçon3)	G	20
Pose gabions sur tronçon 3	H	60
Déménagement du chantier	I	15

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède :

Opération	**Précède**	**Durée (Jours)**
A	B	15
B	C,F	45
C	D	20
D	E	25
E	I	35
F	G	40
G	H	20
H	I	60

I	-	15

Tableau V. 4: Succession des taches

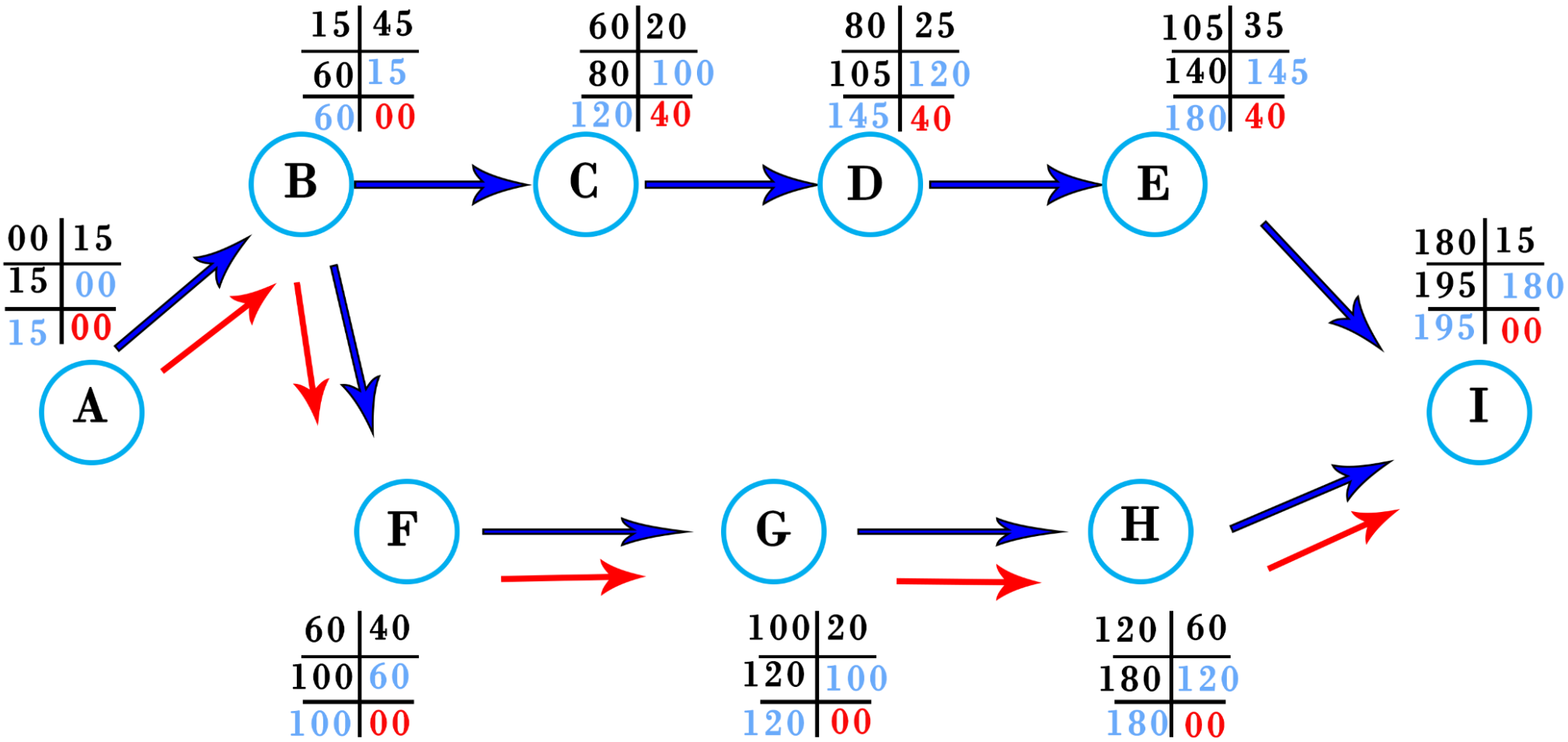


Figure V. 1: Réseau de planification des taches par la méthode CPM

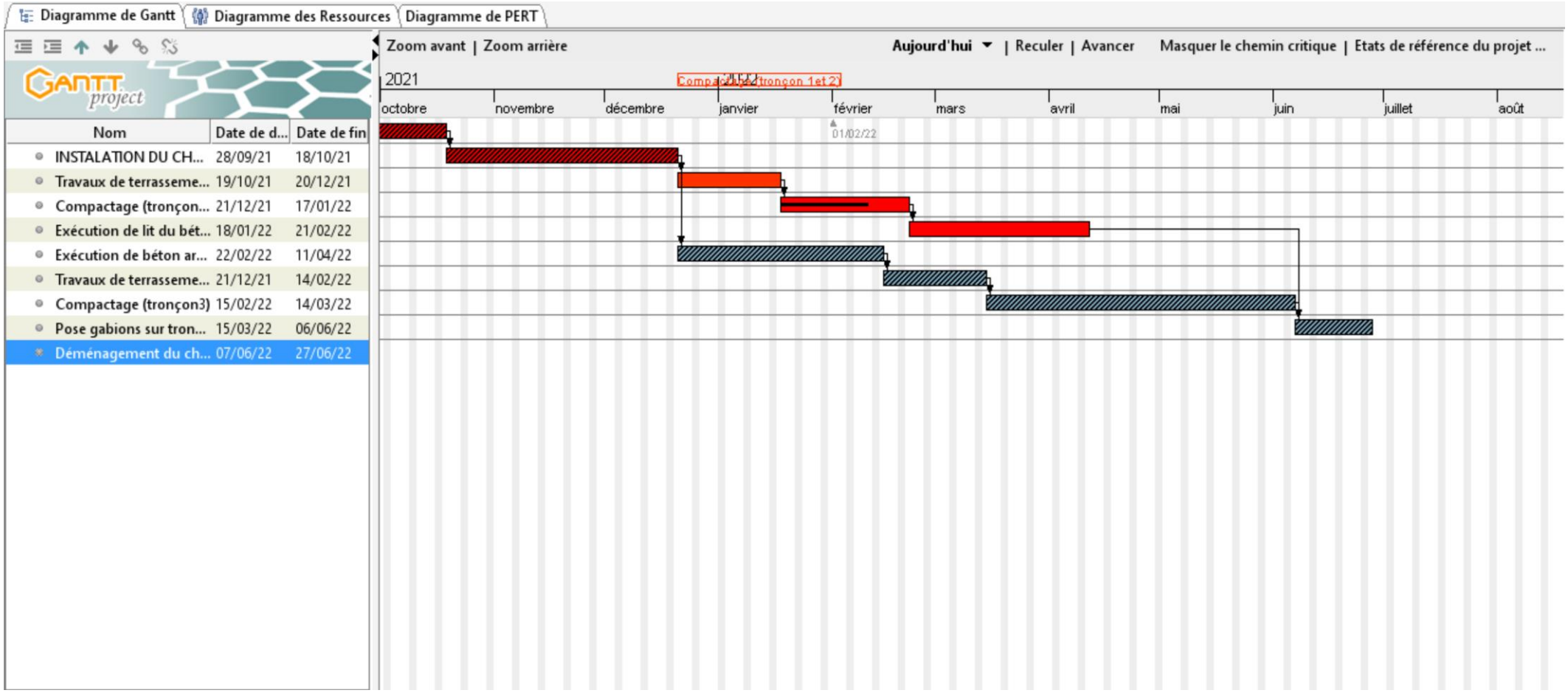


Figure V. 2: Réseau de planification des taches par la méthode CPM

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 couts d’investissement initiaux. A l’issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d’aménagement Du oued sayyed est de 72.404.994 DA pour un délai de réalisation de 9 mois.

Conclusion generale :

Une étude concrète d'un quelconque cours d'eau requiert un maximum de données climatiques, hydrologiques et topographiques dans le but de faire la représentation la plus proche de l'état naturel de l'oued. Afin de pouvoir traiter l'aspect réel du problème d'inondation sur la zone en question, et ainsi donner des solutions mieux adaptées au contexte. Et aussi de prévenir différents scénarios d'évènements soit en matière de phénomènes naturels, ou bien de mesures que l'on pourrait envisager ; ce que l'on saura faire aisément, une fois tous les aspects représentés d'une manière détaillée, avec des simulations de l'écoulement à l'aide de différents outils informatiques et différents logiciels.

L'objectif de ce travail a été de faire une étude de protection de l'Oued sayyed, son comportement et sa capacité à évacuer une crue fréquentielle donnée. La zone d'étude est considérée, zone, à haut risque d'inondation présentant un degré de vulnérabilité assez important compte tenu de sa situation géographique.

D'abord nous avons estimé le débit de crue maximal à évacuer par le cour d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crues.

En second lieu, nous avons déterminé les zones susceptibles à être inondées, par des outils modernes puissants, tels que le logiciel AutoCad Civil 3D qui permet d'exporter une infinité de profils en travers vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS, cependant la représentation parfaite d'un cours d'eau relève de l'impossible. Reste, tandis, que la représentation élaborée peut fournir largement les outils visés comme la carte de vulnérabilité aux inondations.

Alors, il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondés après l'adoption du scénario de le crue centennale, telles que les habitations proches du cours d'eau,les terres agricoles ainsi que les routes qui ne sont pas assez surélevées ; ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème.

Finalement, nous avons choisi un aménagement adéquat après une analyse technico économique pour choisir la variante finale qui répond à notre objectif d'étude. En effet, la variante choisie comprend un aménagement, en béton et gabion qui permettent une évacuation rapide de la crue.

Le projet de réalisation des aménagements s'étale sur un délai de 9 mois, pour un coût 72.404.994 DA

Références bibliographiques.

N, MILIANI (2020) ETUDE DE PROTECTION DE L'OUED FODDA CONTRE LES INODATIONS, Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

CEMAGREF. (2004) Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

Degoutte, G., 2006. Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausane.

Laborde J.P., 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

Musy, A., Higy, C., 1998. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausane.

Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida.

TOUATI A, 2010. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

U.S. Army Corps of Engineers (2010a). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

ANNEXS 1 : Table de $\chi v^2_{,a}$ théorique.

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

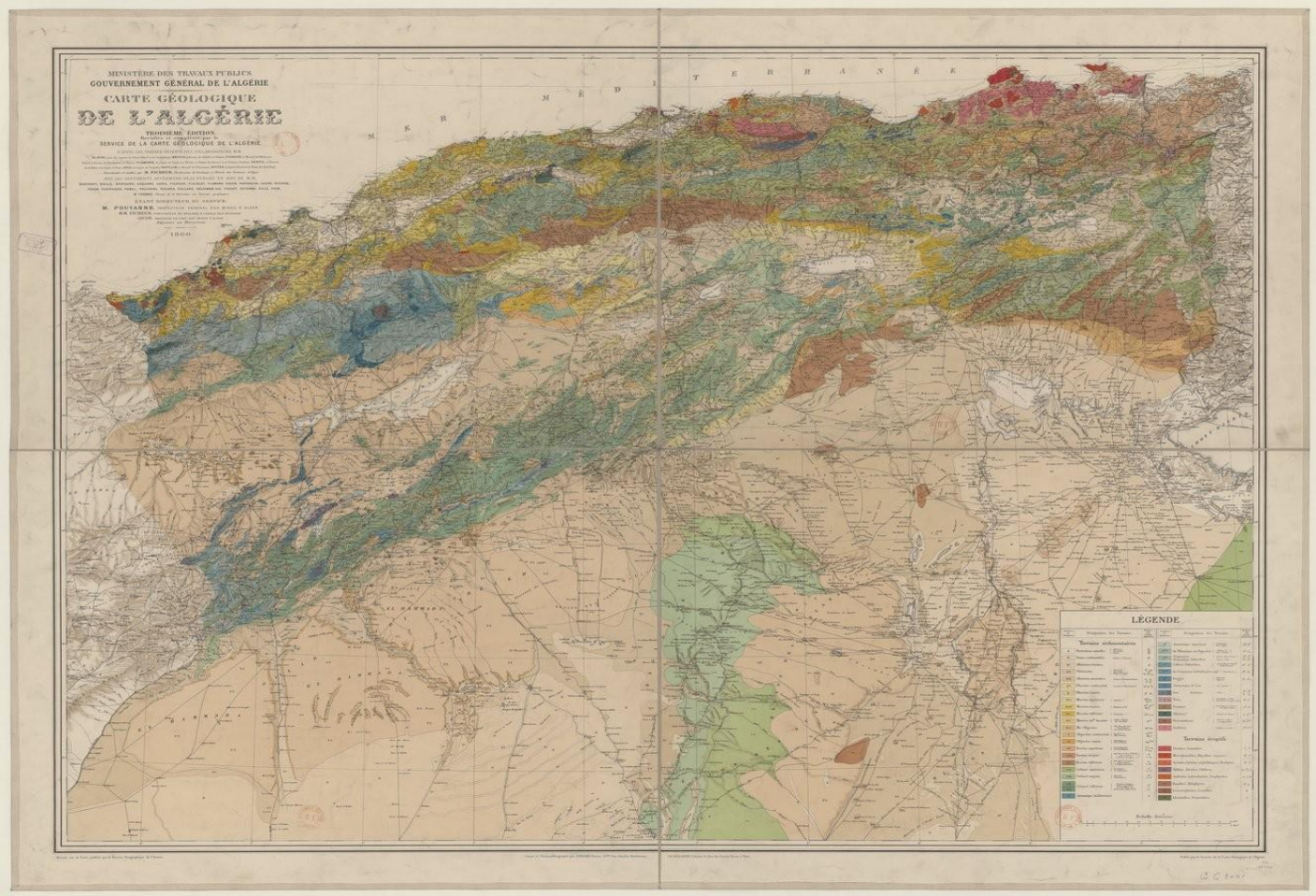
ANNEX 2

Tableau des résultats de simulation après aménagement avec le logiciel HEC RAS.

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 3 :carte géologique de l'Algérie



Source gallica.bnf.fr / Bibliothèque nationale de France

ANNEXS 4 : presentation de logiciel Hec-ras

A.1. Présentation du logiciel HEC-HMS :

HEC-HMS est un logiciel de modélisation hydrologique de la transformation de la pluie en débit, Afin de simuler le comportement hydrologique d'un Bassin Versant (BV), le logiciel HEC-HMS prend en compte les différents paramètres suivants :

- les précipitations: ces données peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'évènements pluvieux ordinaires ou exceptionnels mais aussi à des évènements pluvieux théoriques basés sur une étude statistique.

- les pertes (par infiltration, retenue ou évapotranspiration) qui permettent d'évaluer le ruissellement à partir des précipitations et des caractéristiques du BV.

- les ruissellements directs qui prennent en compte les écoulements de surface, les stockages et les pertes de charge.

- l'hydrologie fluviale, c’est à dire le comportement de l'eau lorsqu'elle se trouve dans le lit de la rivière.

Ces différents paramètres sont ensuite modélisés mathématiquement par un ensemble d'équations qui permettent d'obtenir la réponse du système hydrogéologique global à un changement de conditions hydrométéorologiques.

A.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 un interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrée, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. La version 4.1 de HEC-RAS permet de simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Avec HEC-RAS, un ensemble de fichiers, que l'on nomme Projet, sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau. Une terminologie particulière est employé e pour définir chacune de ces composantes. Les définitions sont présentées à la page suivante et

figure ci-dessous illustre la hiérarchie des fichiers d'un projet.

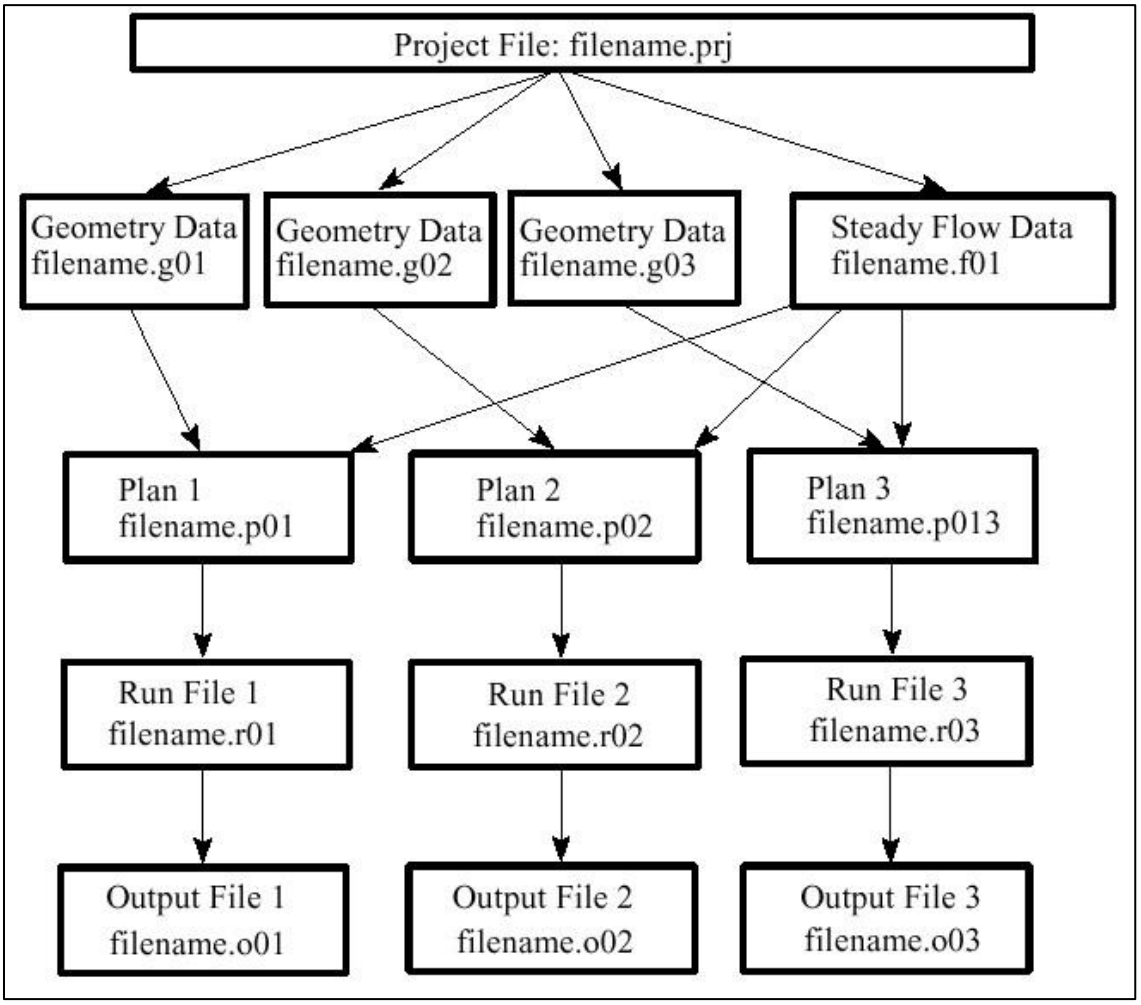


Figure A.1: Schéma des fichiers d'un projet sur HECRAS