

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



جامعة عبد الرحمن ميرة – بجاية
كلية التكنولوجيا
قسم الري

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^{lle} ZIRI SARA

M^{lle} SADALLAH THASSEDA

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER**

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

Etude anti inondation de la plaine Hagui- Commune EL Adjiba-Bouira

Soutenu le **28 /06 /2025** devant le jury composé de :

- Président : **M^r. BRAKENI A.**
- Promoteur : **M^r. HAMCHAOUI S.**
- Co-promoter: **M^r. OULEBSIR R.**
- Examinatrice : **M^{me}. BRAHAMI D.**

Année Universitaire : 2024/2025

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : Sadallah
Prénom : Thasseda
Matricule : 202031013686
Spécialité et/ou Option : Ouvrages et Aménagements Hydrauliques
Département : D'Hydraulique
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024/2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Etude anti-inondation de la plaine Hagui
Commune El-Adjiba - Bouira

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

pour légalisation de signature de
HADDADI Achour
P/Le Président de l'Association
Populaire Communale
L'Officier d'Etat Civil
par délégation
BEJAIA, LE 17/01/2024
Pour l'Officier d'Etat Civil
et par Délégation

Fait à Béjaïa le
08.07.25

Signature de l'intéressé
☒ Lu et approuvé

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : ZILALI
Prénom : Samia
Matricule : 202033011385
Spécialité et/ou Option : ouvrages et aménagement en Hydrauliques
Département : Hydraulique
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024 / 2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Etude anti-inondation de la plaine "Hagui"
..... Commune EL-ADJILLA - Bouira

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.



Fait à Béjaïa le
08.10.2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bajaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)



Remerciements


Avant tout, nous remercions dieu le tout puissant
De nous avoir donner la force et la volonté d'entamer et de terminer ce
modeste travail.

Nous souhaitons agréablement exprimer nos
remerciements et nos respects à **Mr HAMCHAOUI Samir** de nous
avoir encadrés, nous lui exprimons nos reconnaissances pour sa spontanéité et sa
disponibilité avec lesquelles il a dirigé ce travail. Nous vous remercions pour votre
confiance et nous espérons que ce travail soit à la hauteur de vos espérances.
Nous avons l'honneur aussi de remercier spécialement **Mr LAHOUARI Farid** pour son
aide et ses conseils précieux qui
nous ont permis d'améliorer notre travail.

Nous remercions également tous les enseignants du département d'Hydraulique pour
leurs enseignements approfondis qui sont indispensables dans notre parcours.

A nos membres de jury, un grand merci pour **Mr BRAKENI Abderrezak** et **Mme
BRAHAMI Daura** pour leurs temps, leurs patiences lors de l'évaluation de notre
mémoire.

Enfin, nos remerciements s'adressent à tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce
travail de près ou de loin, nous sommes profondément reconnaissantes envers chacune
d'eux.



Dédicace

C'est avec beaucoup d'émotions que je dédie ce modeste travail :

À la plus brave des femmes, ma chère maman
Quoi que je dise ne suffira jamais pour te remercier. Tu as
toujours été là pour m'encourager et me combler d'amour.

À ma prune des yeux, mon cher papa
Tu as fait de moi une femme qui ne connaît jamais la défaite,
aujourd'hui tes sacrifices ont donné fruits j'espère que tu es fier
de moi.

À ma chère sœur, Dehya quoi que je dise ne suffira pas pour décrire
mon amour pour toi mes mots ne suffiront jamais pour te
remercier pour ta présence rassurante, ta patience, tes
encouragements et surtout ton écoute. Merci d'avoir toujours cru
en moi.

À notre pilier de la maison, mon frère Yenni ;
Pour ton soutien inconditionnel, ta force et ton affection qui
m'ont donné le courage d'aller loin.

À ma petite sœur princesse Nelya et ma nièce d'amour Anaëlle,
vos sourires illuminent mes nuits, ce travail est dédié à votre
innocence.

À mon beau-frère Said, Pour ta générosité et ton soutien. Merci
d'avoir été là.

À ma copine chérie Tina,
Pour tous nos fous rires et nos larmes étouffées
Nos stress et nos fatigues, merci d'être toujours là.

À ma binôme Sara.

À mes amis(es), Soussou, Lyduch, Laety, Ines, Islam, Youcef,
Mounir, Merouane, Mohamed...

À tous ce qui aime me voir réussir.

Thasseda

Dédicace

Je dédie cet humble et modeste travail avec grand amour, sincérité
et fierté

À mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer ce que
je ressens envers vous, votre affection et votre soutien, en témoigne
de mon profond amour et ma grande reconnaissance ' que dieu vous
protège'

À ceux qui partagent mon sang et mon cœur
Mes chères sœurs Aya et Wissem,
Mes chers frères Aris et Ghiles
qui sont ma raison de vivre, ma source d'énergie et de bonheur. Je
vous souhaite tout le bonheur et la réussite du monde.

Je dédie ce travail

À tous mes amis (es), Laeticia, Malha, Daikha et Kenza et mes
cousins Lyes et Massi

À ma partenaire dans ce travail Thasseda,
Aux ingénieurs Mahdi et Ramy, pour leurs efforts qu'ils ont
consenti pour l'accompagnement durant mon mémoire.

À tous ceux qui m'aiment et aiment me voir réussir.



Sara



SOMMAIRE

Liste des symboles	
Liste des abréviations	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités sur les inondations	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Définitions.....	2
I.2.1. Inondation.....	2
I.2.2. Crue	2
I.2.2.1. Les caractéristiques de la crue	2
I.2.2.2. Éléments descriptifs d'une crue.....	2
I.2.2.3. Types de crue	3
I.3. Mécanismes de l'inondation	3
I.3.1. Les facteurs physiques qui influencent sur les inondations	3
I.3.2. Les facteurs aggravants le risque d'inondation	3
I.4. Types d'inondations.....	4
I.4.1. Les inondations par ruissellement	4
I.4.2. Les inondations par remontée de nappe	4
I.4.3. Inondation par rupture d'un ouvrage.....	5
I.4.4. Les inondations dues à des crues torrentielles	5
I.5. Causes et origines des inondations	6
I.5.1. Causes d'origine naturelle	6
I.5.2. Causes d'origine humaine directe	6
I.5.3. Causes d'origine humaine indirecte	6
I.6. Conséquences engendrées par les inondations.....	6
I.6.1. Pertes humaines.....	6
I.6.2. Dommages matériels.....	7
I.6.3. Déplacements de population	7
I.6.4. Perturbations socio-économiques.....	7
I.6.5. Impact sur l'environnement.....	8
I.6.6. Effets psychologiques.....	8
I.7. Les inondations à l'échelle nationale, en Algérie	9
I.8. Les inondations à Bouira au niveau de la commune « El -Adjiba ».....	10
I.9. Conclusion	10
Chapitre II : Etude Morphométrique du site	
II.1. Introduction	11

II.2. Localisation de la wilaya de Bouira	11
II.3. Situation géographique de la commune El-Adjiba.....	11
II.4. Présentation de l'aire d'étude	12
II.4.1. Végétation	13
II.4.2. Hydrographie	13
II.4.3. Relief.....	13
II.4.4. Situation climatologique	13
II.5. Présentation du bassin versant.....	16
II.5.1. Définition d'un bassin versant	16
II.5.2. Bassin versant de la zone d'El Adjiba	17
II.6. Etude morphométrique	18
II.6.1 Les Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	18
II.6.2. Paramètres de forme	18
II.6.2.1. Indice de compacité GRAVILIUS (K_c).....	18
II.6.2.2. Rectangle équivalent.....	19
II.6.2.3. Coefficient d'allongement.....	19
II.6.3. Caractéristique du relief.....	20
II.6.3.1. Courbe hypsométrique	20
II.6.3.2. Les hauteurs caractéristiques.....	22
II.6.4. Les caractéristiques hydrographiques d'un bassin versant :	25
II.6.4.1 Chevelure hydrographique	25
II.6.4.2. Densité de drainage	28
II.6.4.3. Fréquence du thalweg d'ordre 1	28
II.6.4.4. Coefficient de torrencialité	28
II.6.4.5. Pente moyenne du cours d'eau (thalweg) principal (I)	29
II.6.4.6. Temps de concentration de bassin versant (T_c)	29
II.6.4.7. La vitesse moyenne de ruissellement V_r	31
II.7. Conclusion	32

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1. Introduction	33
III.2. Série pluviométrique	33
III.2.1. Caractéristiques descriptives de la série	34
III.2.2. Choix du logiciel de traitement des données	35
III.2.3. Calcul des fréquences empiriques	35
III.2.4. Hypothèse de l'analyse fréquentielle.....	37
III.2.5. Caractérisation des périodes de retour	37
III.2.6. Choix de la loi d'ajustement statistique.....	37

III.2.6.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	38
III.2.6.1.1. Loi de Gumbel pour différentes périodes de retour	40
III.2.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	40
III.2.6.2.1. Loi de Galton pour différentes périodes de retour	42
III.2.6.3. Test de χ^2	43
III.2.6.4. Critères d'Akaike (AIC) et bayésien (BIC)	43
III.2.6.5. Comparatif des résultats d'ajustement	44
III.3. Les pluies de courte durée	45
III.4. Étude des crues	47
III.4.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue :	48
III.4.1.1. Formule de MALLET-GAUTHIER	48
III.4.1.2. Formule de Rationnelle (TURRAZA)	48
III.4.1.3. Formule de FULLER 2	49
III.4.1.4. Formule de MYER	50
III.4.1.5. Formule de POSSENTI	50
III.4.2. Hydrogramme de crue	51
III.5. Conclusion	53

Chapitre IV : Diagnostic, Simulation et Calculs Hydrauliques

IV.1. Introduction :	54
IV.2. Les ouvrages de franchissement	54
IV.2.1. Le ponceau	54
IV.3 L'état naturel de la zone	54
IV.4. Généralité sur les écoulements à surface libre	56
IV.4.1. Canaux	57
IV.4.2. Géométrie des canaux	57
IV.4.3. Types d'écoulement	58
IV.4.4. Régime d'écoulement	59
IV.5. Modélisation hydraulique avec HEC-RAS :	61
IV.6. Présentation du logiciel HEC-RAS :	61
IV.6.1. Équations utilisées par le logiciel HEC-RAS :	62
IV.6.2. Subdivision d'une section en travers pour le calcul du débit	63
IV.6.3. Mode de fonctionnement de HEC-RAS	63
IV.7. Démarche de la modélisation	64
IV.8. Dimensionnement hydraulique et variantes d'aménagement	73
IV.9. Éléments géométriques :	73
IV.10. Calcul hydraulique des paramètres d'écoulement :	74
IV.10.1. Calcul de la section à l'état naturel :	74

IV.10.2. Section la plus avantageuse :	74
IV.11. Choix de la variante d'aménagement :	76
IV.12. Conclusion	76
Conclusion générale	78

LISTE DES SYMBOLES

Symboles	Définitions	Unités
S	Surface	m ²
P	Périmètre	m
L_p	Longueur du Thalweg principal	m
H_{max}	Altitude maximale	m
H_{min}	Altitude minimale	m
H_{moy}	Altitude médiane	m
Δh	La dénivelée	m
K_C	Indice de compacité	/
L_r /l_r	Longueur et largeur de rectangle équivalent	Km
E	Coefficient d'allongement	/
Alt_{moy}	Altitude moyenne	m
H_{95%}	Altitude 95%	m
H_{5%}	Altitude 5%	m
I_{moy}	Indice de pente moyenne du bassin versant	m/km
I_g	Indice de pente globale	m/km
Ds	Dénivelée spécifique	m
Δh	Équidistance entre deux courbes de niveau	m
L_{cn}	Longueur totale des courbes de niveau	Km
P_{moy}	Pente moyenne du bassin versant	m/Km
D_d	Densité de drainage	Km/km ²
F₁	Fréquence du thalweg d'ordre 1	Km ⁻²
N₁	Nombre des thalwegs d'ordre 1	/
C_t	Coefficient de torrentialité	Km ⁻³
I	Pente moyenne du cours d'eau (thalweg) principal	m/m
T_c	Le temps de concentration	h
V_r	vitesse de ruissellement	Km/h
i	Rang de précipitation	/
n	Taille de la série (nombre d'observations)	/

P_{jmax}	Pluies journalières maximales	mm
M_e	La médiane	mm
\bar{x}	La moyenne	mm
S	L'écart type	mm
C_v	Coefficient de variation	/
C_s	Coefficient d'asymétrie	/
C_k	Coefficient d'aplatissement	/
F(X_i)	Fréquence empirique	/
T	Période de retour	année
X₀	mode	/
A	Gradex	/
X	Variable aléatoire	mm
V_i	Le nombre théorique de la loi de répartition	/
AIC	Critères d'Akaike	/
n_p	Nombre de paramètres	/
L	Vraisemblance	/
BIC	Bayésien	/
b	Exposant climatique	/
P_{tc}	Pluies de courte durée	Mm
t	temps	H
I_t	Intensité maximale	mm/h
Q_{max}	Débit maximum de la crue	m ³ /s
K	Constante dépendant des caractéristiques du bassin versant	/
P_{moy}	Pluie moyenne annuelle	M
A	Paramètre variant	/
C	Coefficient du ruissellement	/
P₀	Pertes maximales	Mm
N	Paramètre régional dépendant du relief	/
C	Paramètre régional dépendant du climat	/
Q_m	Débit instantané au moment de la montée	m ³ /s

Q_d	Débit instantané au moment de la décrue	m^3/s
Q_t	Débit maximum de pointe	m^3/s
T_m	Temps de montée	H
T_d	Temps de décrue	H
T_b	Temps de base	H
m,n	Exposant de la parabole	/
F_r	Nombre de Froude	/
v	Vitesse d'écoulement	m/s
g	Accélération de la pesanteur	m/s^2
D_h	Profondeur hydraulique	m
h	Hauteur	m
h_c	Hauteur critique	m
R_e	Nombre de Reynolds	/
U	Vitesse moyenne de l'écoulement	m/s
ν	Viscosité cinématique	m^2/s
R_h	Rayon hydraulique	m
C	Coefficient de résistance selon Chezy	$m^{0.5}/s$
I	Pente	m/m
n	Coefficient de frottement de Manning	$s/m^{1/3}$
K_s	Coefficient de Manning-Strickler	$m^{1/3}/s$
H_1, H_2	Profondeurs de l'eau au niveau des sections	m
Z_1, Z_2	Côtes du canal principal	m
α_1, α_2	Coefficients de pondération de la vitesse	/
ΔH	Perte de charge	m
L	Distance entre les deux profils	m
$\overline{S_f}$	Pente de la ligne d'énergie	m/m
C	Coefficient d'expansion ou de contraction	/
S_m	Section mouillée	m^2
p_m	Périmètre mouillé	m
m	Fruit du talus du canal	/
b	Largeur au radier	m

h	Profondeur hydraulique	m
B	Largeur au miroir	m
k	Flux pour la subdivision	m ³ /s

LISTE DES ABRÉVIATIONS

GFDRR : Global Facility For Disaster Reduction and Recovery.
Csa : Climat Méditerranéen à Eté Chaud.
RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat.
O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer.
SIG : Système d'Information Géographique.
ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.
HFA : Hydrological Frequency Analysis.
AIC : Critères d'Akaike.
BIC : Critères Bayésien.
IDF : Intensité - Durée - Fréquence.
BV : Bassin Versant.
CE : Cours d'Eau.
MNT : Mutuelle Nationale Territoriale.
3D : trois dimensions.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Etude Morphométrique du site

Tableau II-1 : Tableau climatique de Bouira. (Data : 1991-2021).....	14
Tableau II-2 : Caractéristiques géométriques du bassin versant « Hagui » El Adjiba.....	18
Tableau II-3: Récapitulatif des paramètres de formes du bassin versant « Hagui ».....	19
Tableau II-4 : Répartition des surfaces par classes d'altitude.....	21
Tableau II-5 : Calcul de l'altitude moyenne.....	23
Tableau II-6 : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M. (selon Ig).....	24
Tableau II-7 : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M. (selon Ds).....	25
Tableau II-8 : Résultats du calcul de la pente moyenne de BV (Carlier et Leclerc).....	26
Tableau II-9 : Réseau hydrographique du bassin versant.....	27
Tableau II-10 : Les longueurs des cours d'eau (Thalwegs) du bassin versant El-Adjiba.....	28
Tableau II-11 : Résultats de calcul du temps de concentration.....	30
Tableau II-12 : Récapitulatif des caractéristiques morphométriques et hydrographiques du BV El-Adjiba.....	31

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III-1: Série pluviométrique de la station El Asnam	33
Tableau III-2: Série pluviométrique de la station El Asnam (suite et fin)	34
Tableau III-3: Caractéristiques descriptives de la série pluviométrique.....	34
Tableau III-4: Résultat de calcul des fréquences empiriques.....	35
Tableau III-5: Résultat des tests d'hypothèses.....	37
Tableau III-6: Paramètres de la loi de Gumbel.....	39
Tableau III-7: Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel pour les périodes de retour.....	40
Tableau III-8: Paramètres de la loi de Galton.....	42
Tableau III-9: Résultat d'ajustement par la loi de Galton pour les périodes de retour appropriées.....	43
Tableau III-10:Résultats du test de χ^2 appliqué aux pluies journalières maximales.....	43
Tableau III-11: Critères d'Akaike (AIC) et bayésien (BIC) appliqués aux lois de probabilité.....	44
Tableau III-12: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de périodes de retour T(ans).....	46
Tableau III-13 : Valeurs du paramètre P0 (Boutoutaou Dj. 2008).....	49
Tableau III-14: Paramètre régional du climat variant tabulé.....	50
Tableau III-15 : Paramètre régional du relief variant tabulé.....	50
Tableau III-16 : Résultats de calcul des débits de crues pour différentes périodes de retour.....	51
Tableau III-17 : Temps de monté, temps de décrue et temps de base du B.V El Adjiba.....	52
Tableau III-18: Débit des crues pour les différentes périodes de retour.....	52

Chapitre IV : Diagnostic, Simulation et Calculs Hydrauliques

Tableau IV-1: Valeurs estimées pour le coefficient de Manning Strickler en fonction de la nature des parois.....	68
Tableau IV-2: Géométrie à l'état naturel à partir de HEC-RAS.....	74
Tableau IV-3: Sections trapézoïdales avec pente à l'état naturel.....	74
Tableau IV-4: Sections trapézoïdales en béton avec la profondeur corrigée de 2 à 3 mètres.....	75
Tableau IV-5 :Franc-bord suggéré (Revanche).....	76

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Figure I-1 : Eléments descriptifs d'une crue.....	3
Figure I-2: Inondation par ruissellement.....	4
Figure I-3 : Inondation par remonté d'une nappe.	4
Figure I-4: Inondation par rupture d'un ouvrage.	5
Figure I-5: inondation par des crues torrentielles.....	5
Figure I-6: Niveau de risque des inondations selon GFDRR	10

Chapitre II : Etude Morphométrique du site

Figure II-1: Limites administratives de la wilaya de Bouira.....	11
Figure II-2: Localisation de la commune El-Adjiba dans la wilaya de Bouira.....	12
Figure II-3 : Délimitation de l'aire d'étude.....	12
Figure II-4: Situation géographique du site.....	13
Figure II-5: Courbe des précipitations mensuelles de El Adjiba,wilaya de Bouira.....	15
Figure II-6 : Courbe des variations des températures.....	15
Figure II-7: Courbe d'humidité relative mensuelle.....	16
Figure II-8: Fonctionnement d'un bassin versant.....	17
Figure II-9 : Bassin versant de la zone Semmache, commune El Adjiba.....	17
Figure II-10 : Etat de maturité du relief des BV.....	20
Figure II-11 : Courbe hypsométrique et histogramme de fréquences altimétriques du BV El Adjiba.....	21
Figure II-12 : Classification du réseau hydrographique du bassin versant El-Adjiba.....	27

Chapitre III : Etude Hydrologique

Figure III-1 : Graphe de précipitation (Loi de Hazen).....	34
Figure III-2: Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de Gumbel.....	40
Figure III-3: Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de Galton.....	42
Figure III-4: Comparaison des lissages des deux lois d'ajustement.....	44
Figure III-5: Courbes des pluies à courtes durées.....	47
Figure III-6: Courbes Intensité-Durée-Fréquence.....	47
Figure III-7: Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie.....	49
Figure III-8 : Hydrogramme de crue.....	53

Chapitre IV : Diagnostic, Simulation et Calculs Hydrauliques

Figure IV-1: Plan topographique de la canalisation avec photos montrant les ouvrages.....	56
Figure IV-2: plan topographique de réseau de drainage.....	56
Figure IV-3: Différents paramètres d'un écoulement dans une section.....	57
Figure IV-4 : Schéma de l'écoulement permanent et non permanent.....	58
Figure IV-5 : Schéma des différents régimes d'écoulement à surface libre.....	59
Figure IV-6 : Schéma synthèse des différents régimes d'écoulement à surface libre.....	59
Figure IV-7: Conservation de la charge entre deux points.....	62
Figure IV-8: Méthode de subdivision du débit par le modèle HEC-RAS.....	63
Figure IV-9 : Visualisation des points x, y et z.....	65

Figure IV-10: Visualisation du terrain naturel, du CE sur RAS Mapper.....	66
Figure IV-11: Création d'un nouveau projet.....	66
Figure IV-12: Création des « river et cross section stations » sur RAS-Mapper.....	67
Figure IV-13: Ouverture de fichier HEC-RAS.....	67
Figure IV-14: Fenêtre « Geometric Data » (donnée géométrique).....	67
Figure IV-15: Visualisation du la section de ponceau.....	68
Figure IV-16: Données du débit pour les six (06) périodes de retours.....	69
Figure IV-17: Présentation des conditions aux limites.....	69
Figure IV-18: Choix du régime d'écoulement et simulation pour le régime mixte.....	70
Figure IV-19: Fenêtre principale du HEC-RAS et visualisation des coupes transversales.....	70
Figure IV-20: Exemple pour la visualisation des résultats de la simulation pour une section transversale de canal.....	71
Figure IV-21: Les profiles en long sur hecras.....	71
Figure IV-22: Visualisation en 3D du ponceau et des zones inondables pour la crue centennale.....	72
Figure IV-23: Les zones inondées lors de la simulation.....	72
Figure IV-24: Éléments géométriques de quelques sections de canaux.....	73

LISTE DES PHOTOS

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Photo I-1: Catastrophes humaines.....	6
Photo I-2: Dommages matériels.....	7
Photo I-3: Effet d'inondation sur les habitants.....	7
Photo I-4: Perturbation socio-économique.....	8
Photo I-5: impact sur l'environnement.....	8
Photo I-6: effets psychologiques.....	9
Photo I-7: Inondation de la région Bechar.....	9
Photo I-8 : Débordements des eaux sur la chaussée à El Adjiba.....	10

Chapitre IV : Diagnostic, Simulation et Calculs Hydrauliques

Photo IV-1 : Ponceau de forme circulaire.....	54
Photo IV-2 : Caniveau Obturé par dépôts de Végétation à l'amont de dalot.....	55
Photo IV-3 : Caniveau Obturé par dépôts de terre et Végétation à l'amont de dalot.....	55
Photo IV-4 : Des dépôts de différentes natures.....	55

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

L'eau est une source de prospérité lorsqu'elle est maîtrisée, mais aussi de destruction lorsqu'elle devient incontrôlable qui cause par la suite des risques naturels majeurs dont elle met en danger la biodiversité. Aujourd'hui, en raison de la croissance démographique rapide, du développement économique et d'autres défis qui affectent les ressources naturelles, l'eau est devenue un bien précieux.

Les eaux de pluie qui tombent sur la chaussée engendrent des ruissellements rapides souvent mal canalisés. Parfois elles peuvent s'accumuler et pénétrer à l'intérieur du corps de la chaussée, ce qui aboutit à des débordements au niveau du réseau hydrographique local (canaux, dalots, cours d'eau...). Ces derniers causent des inondations et des submersions des zones proches. Il est donc important de bien collecter et d'évacuer assez rapidement l'eau qui tombe sur la chaussée y compris celle provenant du reste du bassin versant.

L'Algérie, comme de nombreux pays méditerranéens, connaît régulièrement des épisodes de crues parfois dévastatrices mettant en péril les populations, les infrastructures et les ressources économiques.

La ville de Hagui, située dans la commune El Adjiba est soumise à des risques d'inondations par les débordements du ponceau existant au niveau de la route communale W98 qui mène vers Semmache.

Ce mémoire de fin d'études s'inscrit dans une démarche de prévention et de réduction du risque d'inondation dans la plaine Hagui. Pour identifier la zone à risque d'inondation et proposer des solutions d'aménagement adaptées à l'environnement local on procède à l'analyse hydrologique, la simulation des écoulements à l'état naturel, la conception assistée par ordinateur et aux calculs hydrauliques.

Pour mener à bien ce travail, le mémoire est structuré comme suit :

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les crues et les inondations, permettant de bien comprendre leurs processus.

Le deuxième chapitre, détermine et analyse les facteurs climatiques et géologiques. En utilisant des logiciels SIG (Système d'Information Géographique) tels que MapInfo, global Mapper et l'application Google-Earth pour caractériser les différents paramètres géométriques, ainsi la détermination des aspects morphométrique et hydrographique de bassin versant.

Le troisième chapitre, s'intéresse au traitement statistique des données pluviométriques par la loi de Gumbel et Galton afin de déterminer les pluies journalières maximales pour chaque période de retour à l'aide de logiciel HYFRAN, pour calculer par la suite les débits de crue en fonction de plusieurs formules empiriques telle que la méthode rationnelle.

Pour le dernier chapitre, Après plusieurs déplacements effectués sur le terrain et en exploitant les résultats obtenus précédemment nous avons proposé des diagnostics et des perspectives de l'état des lieux de la zone « Hagui ».

On conclure ce mémoire, par une synthèse de résultats qui résume les différentes parties évoquées.



CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES INONDATIONS

I.1. Introduction

Les inondations sont parmi les problèmes les plus fréquents au monde. Généralement, elles causent un risque tout au long de la saison pluvieuse particulièrement pour les régions construites sur une plaine inondable.

La principale cause de cette inondation c'est la pluie. Pour comprendre ce processus, on fait appel à l'étude hydrologique qui vise la meilleure compréhension de fonctionnement du bassin versant hydrologique de la zone à étudier.

Le but de ce chapitre est en premier lieu la définition des inondations, ses types, ses causes et ses conséquences ; et la présentation de la zone d'étude.

I.2. Définitions

I.2.1. Inondation

Une inondation est une submersion temporaire d'une zone habituellement sèche, par des eaux douces (fortes crues, débordements des rivières ...) ou salées (submersion marine, tsunami ...). Elle peut être un phénomène régulier ou catastrophique et peut se produire lentement ou rapidement selon les conditions topographique et météorologique de la zone affectée.

Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement ou apparaître et l'homme qui s'installe dans la zone inondable pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités. [1]

I.2.2. Crue

Une crue est définie comme une augmentation rapide et temporaire de débit d'un cours d'eau à cause d'une forte précipitation ou une fonte de neige.

I.2.2.1. Les caractéristiques de la crue

Les caractéristiques de la crue sont :

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

I.2.2.2. Éléments descriptifs d'une crue

Les éléments descriptifs d'une crue sont :

- **Temps de concentration** : c'est la durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- **Pointe de crue** : c'est la puissance de la crue et la durée de la période critique.
- **Courbe de tarissement** : c'est le retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- **Fréquence de retour** : c'est l'estimation qu'une même crue peut se reproduire dans le futur.

I.2.2.3. Types de crue

Selon leurs importance et l'intervalle de récurrence, il existe :

- Les crues décennales : statiquement chaque année il y a une possibilité sur dix quelles se reproduisent ou soient dépassées, ce sont des crues moyennement fortes.
- Les crues centennales : statiquement chaque année il y a une chance sur cent quelles se reproduisent ou soient dépassées, ce sont des crues fortes à très fortes.
- Les crues milléniales : statiquement chaque année il y a une possibilité sur mille quelles se reproduisent ou soient dépassées, ce sont des crues exceptionnelles.

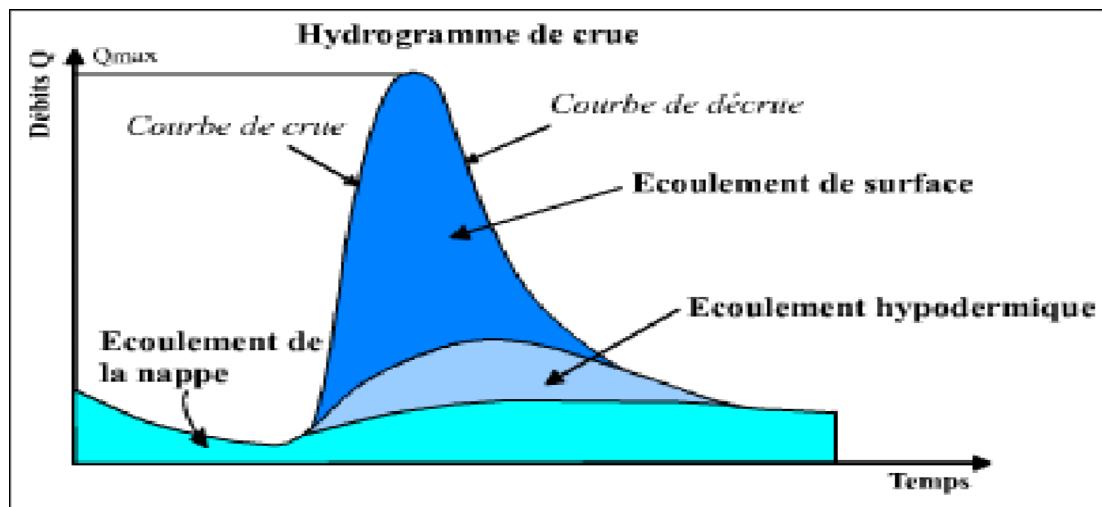


Figure I-1 : Eléments descriptifs d'une crue. [2]

I.3. Mécanismes de l'inondation

I.3.1. Les facteurs physiques qui influencent sur les inondations

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

I.3.2. Les facteurs aggravants le risque d'inondation

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

I.4. Types d'inondations

Il existe au moins cinq types d'inondations : [3]

I.4.1. Les inondations par ruissellement

Ce type d'inondation peut se produire en tout point de la zone inondable suite à des pluies particulièrement abondantes (pluies orageuses). Dans les zones urbanisées, les sols imperméabilisés ne permettent pas à l'eau de percoler.

Les eaux de pluie ruissellent, s'accumulent dans les points bas, saturent les réseaux d'évacuation, en partie colmatés par la boue, entraînant une remontée d'eaux par les égouts. Elles ont pour conséquence la submersion de la voirie et des constructions.

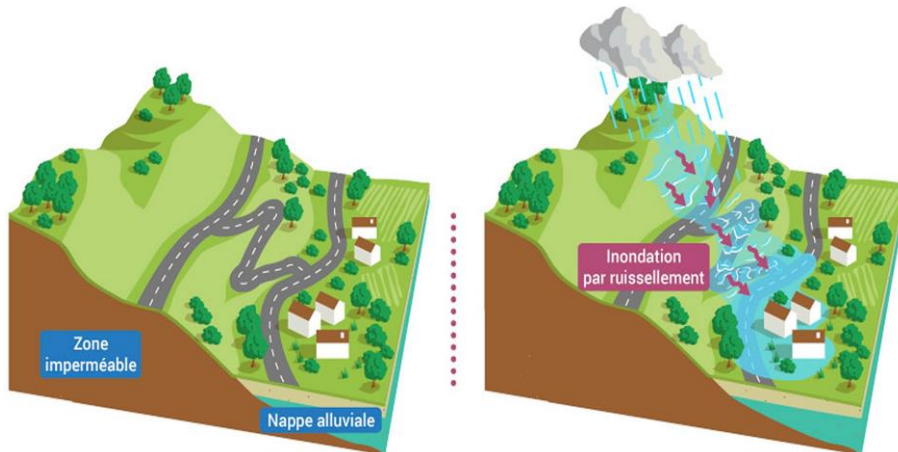


Figure I-2: Inondation par ruissellement.[4]

I.4.2. Les inondations par remontée de nappe

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et (ou) par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous bâtisses, l'engorgement des ouvrages souterrains, la déstabilisation des pentes, des tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux.

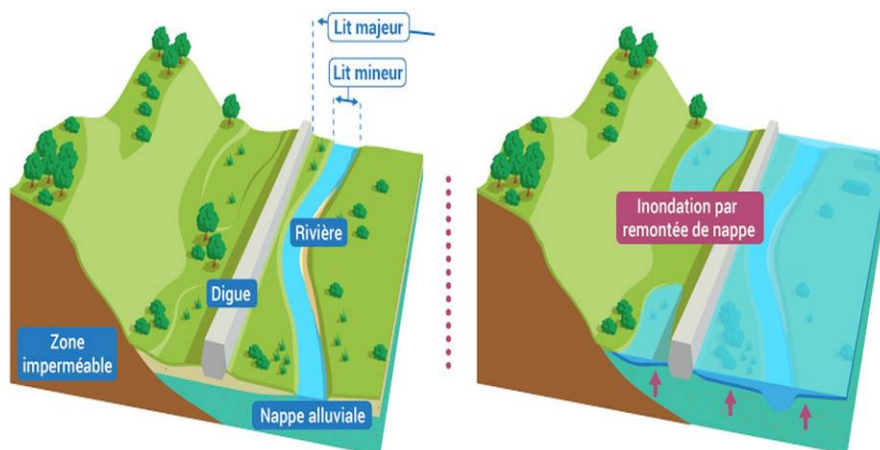


Figure I-3 : Inondation par remontée d'une nappe.[4]

I.4.3. Inondation par rupture d'un ouvrage

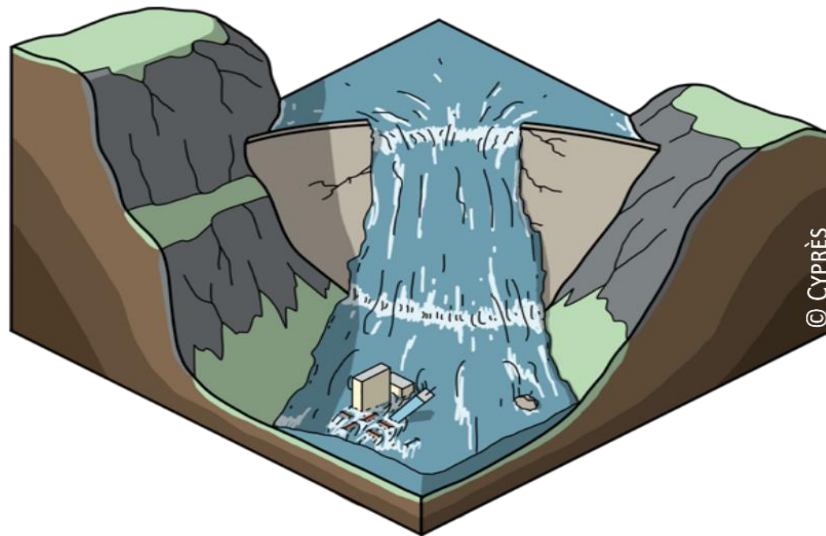


Figure I-4 : Inondation par rupture d'un ouvrage [5].

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

I.4.4. Les inondations dues à des crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents issues d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type orages convectifs. De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point « hydrologiquement » le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24 h pour certains auteurs). Le ruissellement de ces eaux charrie une grande quantité de matériaux solides (sédiments, bois morts, ... etc.)

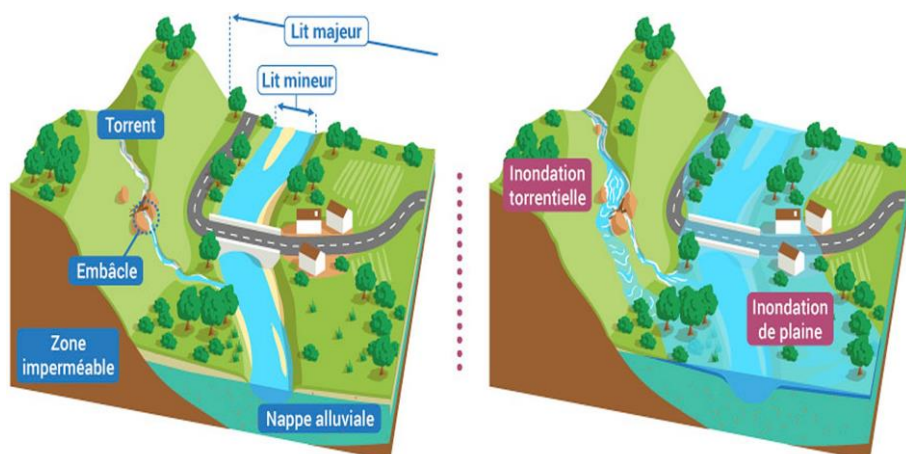


Figure I-5 : Inondation par des crues torrentielles [4].

I.5. Causes et origines des inondations

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite :[6]

I.5.1. Causes d'origine naturelle

Elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges, . . .etc.

I.5.2. Causes d'origine humaine directe

Elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).

I.5.3. Causes d'origine humaine indirecte

Elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

I.6. Conséquences engendrées par les inondations

Les inondations peuvent avoir de graves conséquences à la fois sur les personnes, les biens et l'environnement. Voici quelques-unes des conséquences courantes engendrées par les inondations : [3]

I.6.1. Pertes humaines

Les inondations peuvent entraîner des pertes de vies humaines. Les personnes peuvent se noyer ou être emportées par les courants d'eau. De plus, les inondations peuvent augmenter les risques de maladies d'origine hydrique, telles que les infections gastro intestinales, les maladies respiratoires et les maladies transmises par les moustiques.



Photo I-1 : Catastrophes humaines [7] .

I.6.2. Dommages matériels

Les inondations peuvent causer des dommages importants aux biens matériels. Les habitations, les infrastructures (routes, ponts, réseaux d’approvisionnement en eau et d’assainissement, etc.) et les installations industrielles peuvent être endommagées ou détruites. Les pertes économiques peuvent être considérables, entraînant des coûts de reconstruction élevés.



Photo I-2: Dommages matériels [8].

I.6.3. Déplacements de population

Les inondations peuvent contraindre les populations à se déplacer de manière temporaire ou permanente. Les personnes peuvent être évacuées de leurs domiciles et contraintes de chercher refuge dans des abris temporaires ou chez des proches. Dans certains cas, les déplacements peuvent être durables si les zones touchées deviennent inhabitables à long terme.



Photo I-3 : Effet d’inondation sur les habitants.

I.6.4. Perturbations socio-économiques

Les inondations peuvent perturber les activités socio-économiques d’une région. Les entreprises peuvent être contraintes de suspendre leurs opérations, ce qui entraîne des pertes de revenus et des impacts sur l’emploi. Les agriculteurs peuvent perdre leurs récoltes et leur bétail, ce qui a un impact sur la sécurité alimentaire et les moyens de subsistance.



Photo I-4: Perturbation socio-économique [9].

I.6.5. Impact sur l'environnement

Les inondations peuvent avoir des effets néfastes sur l'environnement. Elles peuvent provoquer la pollution des eaux par le déversement de substances toxiques, les déchets et les eaux usées.

Les écosystèmes aquatiques et terrestres peuvent être endommagés, entraînant une perte de biodiversité et des conséquences à long terme sur les écosystèmes.



Photo I-5 : impact sur l'environnement [2].

I.6.6. Effets psychologiques

Elles peuvent avoir des effets psychologiques sur les individus et les communautés touchés. Les personnes peuvent ressentir de l'anxiété, du stress et des traumatismes liés à la perte de leurs biens, à l'évacuation forcée et aux perturbations de leur vie quotidienne. Il est important de prendre en compte les aspects psychologiques lors de la gestion des conséquences des inondations.



Photo I-6 : effets psychologiques [7].

I.7. Les inondations à l'échelle nationale, en Algérie

Les inondations sont un phénomène naturel, elles peuvent se produire dans de nombreux pays, y compris l'Algérie. L'Algérie a connu plusieurs épisodes d'inondations au cours de son histoire en raison de précipitations abondantes, de débordements de cours d'eau et d'autres facteurs liés à la géographie du pays. Ces inondations peuvent causer des dégâts importants aux infrastructures, aux habitations et aux personnes. Certaines régions de l'Algérie sont plus sujettes aux inondations que d'autres en raison de leur proximité avec des rivières, des barrages, des oueds (lits de cours d'eau saisonniers) ou des zones côtières. Les pluies torrentielles, souvent associées à des orages violents, peuvent provoquer des crues soudaines et des inondations rapides.[2]



Photo I-7 : Inondation de la région Bechar [10].

I.8. Les inondations à Bouira au niveau de la commune « El -Adjiba »

Bouira est l'une des wilayas touchées par les inondations en Algérie, ce qui a engendré plusieurs dégâts que se soient humaines ou bien matériels. Parmi les régions ayant subi ce phénomène récurrent on cite « Hagui » qui se situe dans la commune « El-Adjiba ». Selon les données de GFDRR le niveau de risque au niveau de cette région appelé « Hagui » est faible par rapport aux autres régions de Bouira, mais malgré ça on ne peut pas le négliger vu les dommages que cette inondation a causés et risque de causer dans le futur.

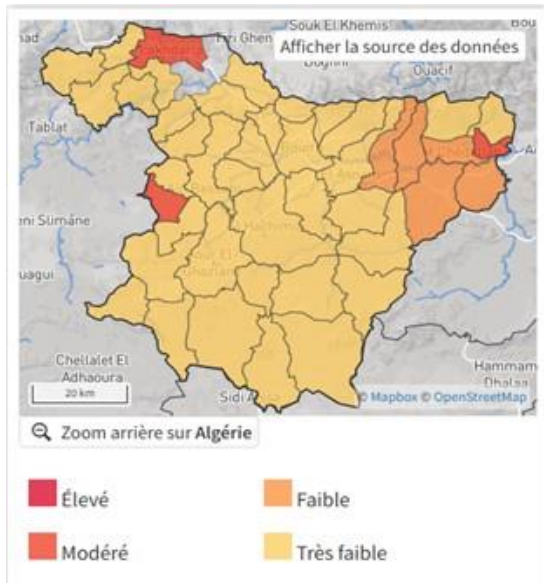


Figure I-6 : Niveau de risque des inondations selon GFDRR.[11]



Photo I-8 : Débordements des eaux sur la chaussée à El Adjiba.

I.9. Conclusion

Les inondations sont des événements catastrophiques qui causent des dégâts énormes qui menacent l'agglomération. Pour mieux gérer ce problème, il est nécessaire de bien connaître la région et ses caractéristiques afin de déterminer les divers paramètres contribuant dans sa formation ainsi que les solutions appropriées.

A decorative horizontal scroll frame with ornate, curved ends on the left and right sides, enclosing the chapter title.

CHAPITRE II

ÉTUDE MORPHOMÉTRIQUE DU SITE

II.1. Introduction

L'étude de ce projet permettra la protection de la région « HAGUI » contre les inondations, et d'assurer la sécurité de ses agglomérations. L'origine de cette inondation est le débordement au niveau d'un dalot qui se trouve à la rentrée de cette zone.

Dans ce chapitre nous allons découvrir la région d'étude de point de vue géographique, géologique et climatique. L'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques morphométriques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de projet.

II.2. Localisation de la wilaya de Bouira

La wilaya de Bouira se situe dans la région Nord centre du pays. Elle s'étend sur une superficie de 4717,10 km² ; soit 0.2% de la superficie totale du pays et elle est organisée en 12 daïras et 45 communes. Entourée des chaînes montagneuses du Djurdjura et des Bibans, elle est délimitée :

- au nord par les deux wilayas de Boumerdes et de Tizi-Ouzou ;
- à l'est par les deux wilayas de Béjaïa et de Bordj Bou Arreridj ;
- au sud par la wilaya de M'Sila ;
- à l'ouest par les deux wilayas de Blida et de Médéa.[12]



Figure II-1: Limites administratives de la wilaya de Bouira [12].

II.3. Situation géographique de la commune El-Adjiba

La commune d'EL-Adjiba est située dans la wilaya de Bouira en Algérie. Elle fait partie de la daïra de Bechloul en Kabylie, à une latitude de 36° 19 46 N et une longitude de 4° 09 31 E. Elle est issue du découpage administratif de 1984, traversée par la RN N°5 et par l'autoroute est-ouest ainsi que la voie ferrée Alger-Constantine. Elle est située sur l'important axe Alger-Constantine, à environ 146 kilomètres d'Alger. La commune est reliée au moyen d'une bretelle à l'autoroute est-ouest. Le chef-lieu de la Wilaya, Bouira, se trouve à une vingtaine de kilomètres au sud-ouest. La commune est limitée : [13]

- au nord par la wilaya de Tizi-Ouzou du côté d'Agouilal ;
- au nord-est par la commune de Saharidj (wilaya de Bouira) ;
- à l'est par la commune de M'chedallah et Ahnif ;
- au sud par les communes d'Ath-lakser et Ath-rached ;
- à l'ouest par Bechloul.

La population de EL-Adjiba est de 18 486 habitants [RGPH 2008]. La ville est le chef-lieu de la commune portant le même nom.



Figure II-2: Localisation de la commune El-Adjiba dans la wilaya de Bouira.[13]

II.4. Présentation de l'aire d'étude

L'aire de l'étude « HAGUI » se situe sur l'axe CW 98 coincée entre un flanc de montage et Oued Sahel. Elle peut être classée comme une zone éparse constituée d'habitations individuelles reliées par des axes routiers et pistes. A noter que le site est traversé par deux voies de communication importantes à savoir le CW98 et la route menant vers Semache.



Figure II-3 : Délimitation de l'aire d'étude [14].

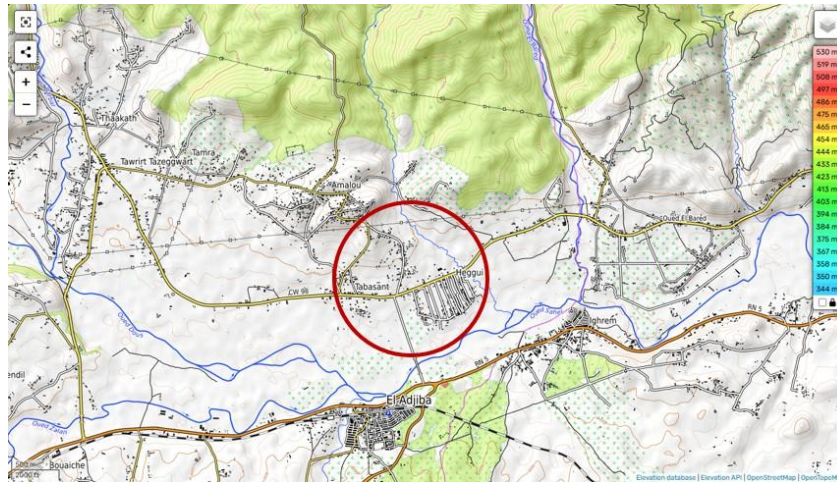


Figure II-4: Situation géographique du site.[15] (topographic-map.com)

II.4.1. Végétation

La végétation est en rapport avec le climat et la géologie du sol. Elle est steppique au Sud du djebel Dirah ; forestière dans la partie allant du Nord-est vers le Nord-Ouest soit jusqu'à Tikjda ; céréalières maraichères et fruitières à l'ouest au niveau de la plaine des Arribs, au centre dans la zone de Bouira et au Sud-Est, vers Sour-El- Ghozlane et Oued Djenane et la partie Nord qui est dominée par les oliveraies particulièrement la zone de M'Chedallah, El Adjiba, El Asnam.[13]

II.4.2. Hydrographie

La wilaya de Bouira renferme d'importantes ressources en eau. Elle est traversée par des bassins versants importants dont l'apport moyen annuel est de l'ordre de 561 millions de m³ constitué par :

- ❖ Bassin versant d'Isser : 135 millions de m³/an ;
- ❖ Bassin versant Sahel Soummam : 380 millions m³/an;
- ❖ Bassin versant du Hodna : 35 millions m³/an;
- ❖ Bassin versant Humus : 11 millions m³/an. [12]

II.4.3. Relief

Le territoire de la Wilaya de Bouira est caractérisé par 05 grands espaces géographiques : [12]

- ❖ La dépression centrale ;
- ❖ La terminaison orientale de l'Atlas Blidéen ;
- ❖ Le versant du Djurdjura ;
- ❖ La chaîne des Bibans et les hauts reliefs du sud ;
- ❖ La dépression Sud Bibanique.

Le relief de notre site d'étude est inclus dans la catégorie de « la dépression centrale » est à relief Modéré présentant des pentes allant de 4% à 17%.

II.4.4. Situation climatologique

L'étude de la climatologie est très importante car tout dimensionnement d'aménagement ou d'un ouvrage hydraulique nécessite de tenir en compte les facteurs climatiques. [16]

a) Le climat

El Adjiba se trouve dans l'hémisphère nord dans la wilaya de Bouira et selon la classification de Köppen-Geiger Bouira possède un climat tempéré subtropical humide sans saison sèche et un été chaud. Le climat à cet endroit est de type Csa. L'été débute à la fin du mois de Juin et se termine en mois de Septembre. Alors on peut considérer les mois d'été les suivants : Juin, Juillet, Aout et Septembre.

Tableau II-1 : Tableau climatique de Bouira. (Data : 1991-2021).

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	6.6	6.9	10.2	13.4	17.3	22.5	26.5	26.2	21.7	17.6	11	7.6
Température minimale moyenne (°C)	2	2	4.6	7.2	10.7	15.1	18.7	19	15.8	12.1	6.6	3.4
Température maximale (°C)	12	12.6	16.3	19.7	23.8	29.6	34.1	33.9	28.5	24	16.3	12.7
Précipitations (mm)	88	78	84	86	74	21	8	19	53	60	81	82
Humidité (%)	78%	76%	71%	67%	64%	52%	43%	45%	57%	62%	74%	78%
Jours de pluie (journée)	9	8	8	8	7	3	2	4	7	7	9	8

b) La pluviométrie

La pluviométrie est un facteur climatologique essentiel dans l'analyse hydrologique. Elle permet l'évaluation : [12]

- des moyennes pluviométriques interannuelles ;
- du régime mensuel des précipitations ;
- et des caractéristiques des pluies maximales journalières.

La pluviométrie de la wilaya de Bouira présente les caractéristiques suivantes :

- dans la partie Nord (Atlas Blidéen et versant Sud du Djurdjura) et sur une assez importante partie de la chaîne des Bibans, elle dépasse 600 mm/an.
- Sur les sommets du Djurdjura, les précipitations peuvent dépasser les 700 mm/an.
- Dans la dépression centrale, les précipitations varient entre 350 et 400 mm/an. Dans la dépression Sud Bibanique, elles n'atteignent parfois que 200 mm à 300mm/an (Les plus faibles volumes).

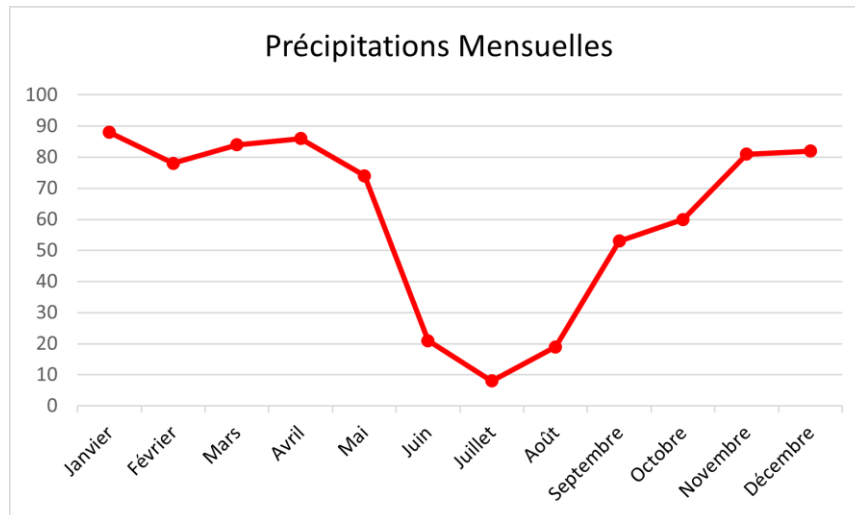


Figure II-5: Courbe des précipitations mensuelles de El Adjiba, wilaya de Bouira.

c) La température

La wilaya présente un hiver rigoureux et un été chaud. Les températures moyennes mensuelles relevées au titre des années (1991-2021), par certaines stations de la Wilaya sont :[12]

- 07,5°C à 29,3°C à la station de Bouira.
- 07,0°C à 28,4°C à la station de M'chedellah.
- 10°C à 24,4°C à la station d'El-Esnam.
- A Ain Bessam, la température moyenne annuelle enregistrée est de 18,1°C.

A partir du tableau (II-1) on peut tracer la courbe des températures moyennes mensuelles suivantes :

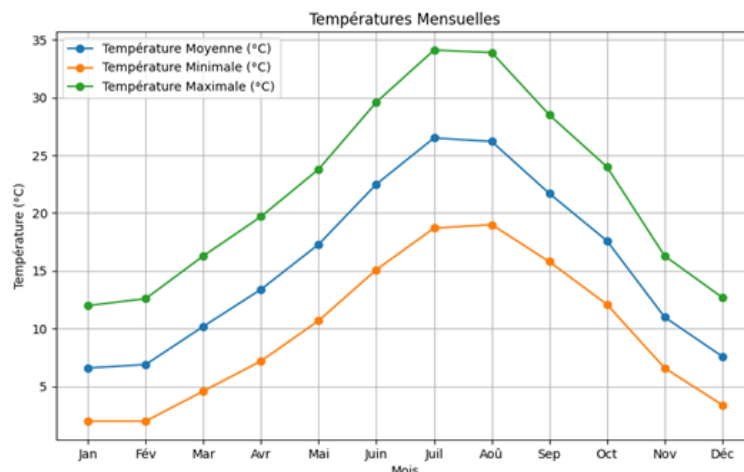


Figure II-6 : Courbe des variations des températures.

d) L'humidité

Le mois avec l'humidité relative la plus élevée est Décembre (78.40 %). Le mois où le taux d'humidité relative est le plus bas est Juillet (42.60 %). Le mois avec le plus grand nombre de jours de pluie est Janvier (11.67 jours). Le mois avec le nombre le plus bas est Juillet (2.47 jours). [16]

A partir du tableau (II-1) on peut tracer la courbe suivante :

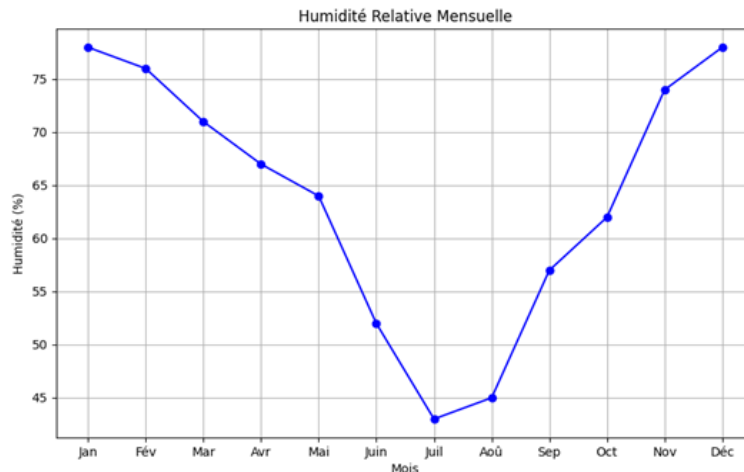


Figure II-7: Courbe d'humidité relative mensuelle.

e) La neige

Elle est rencontrée dans les régions de Djurdjura et à un degré moindre dans celle de Dirah. Elle touche les villes et les agglomérations quelques fois pendant l'hiver. [12]

f) La grêle

La grêle atteint son maximum dans les périodes allant de Décembre à Mars, la moyenne annuelle du nombre de jours de grêle est de 3 à 5 jours au niveau de Lakhdaria et de 2 à 3 jours au niveau de Sour-El-Ghozlane. Et pour la grêle blanche, la moyenne annuelle des gelées est de 10 à 20 jours/an, les gelées blanches sont fréquentes durant les périodes allant de Novembre à Avril. [12]

g) Le vent

Les vents d'Est et d'Ouest prédominent et présentent des vitesses peu importantes dont les moyennes annuelles enregistrées varient entre 2,6 m/s et 4,3 m/s. Concernant le Siroco, il souffle en moyenne de 25 jours par an (surtout Juillet et Août). [12]

II.5. Présentation du bassin versant

II.5.1. Définition d'un bassin versant

Un bassin versant est un territoire géographique bien défini. Il correspond à l'ensemble de la surface recevant les eaux qui circulent naturellement vers un même cours d'eau ou vers une même nappe d'eau souterraine. Il se délimite par des lignes de partage des eaux qui sont constituées des sommets qui séparent les directions d'écoulement des eaux de ruissellement entre les différents bassins (frontières naturelles dessinées par le relief). Ces lignes correspondent aux lignes de crête. Les gouttes de pluie tombant d'un côté ou de l'autre de cette ligne de partage des eaux alimenteront deux bassins versants situés côtes à côtes. Le bassin versant d'un fleuve est composé par l'assemblage des sous-bassins versants de ses affluents.[17]

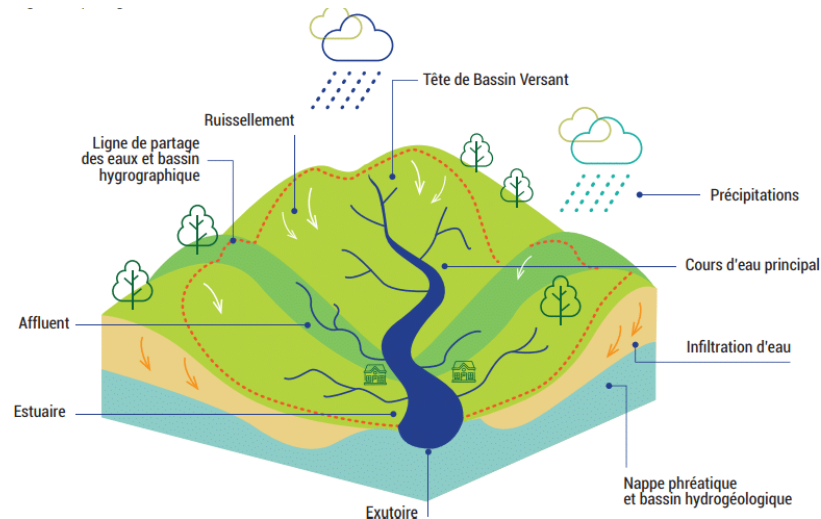


Figure II-8: Fonctionnement d'un bassin versant. [18] (<https://epaga-aulne.bzh>)

II.5.2. Bassin versant de la zone d'El Adjiba

Notre étude se base sur l'aménagement des eaux pluviales. En effet, lors de la délimitation de notre bassin versant on s'intéresse qu'au drainage de la zone étudiée.

Ce dernier s'étend géographiquement entre les coordonnées suivantes :

- Latitude : 36.346095° N.
- Longitude : 4.157533° E.

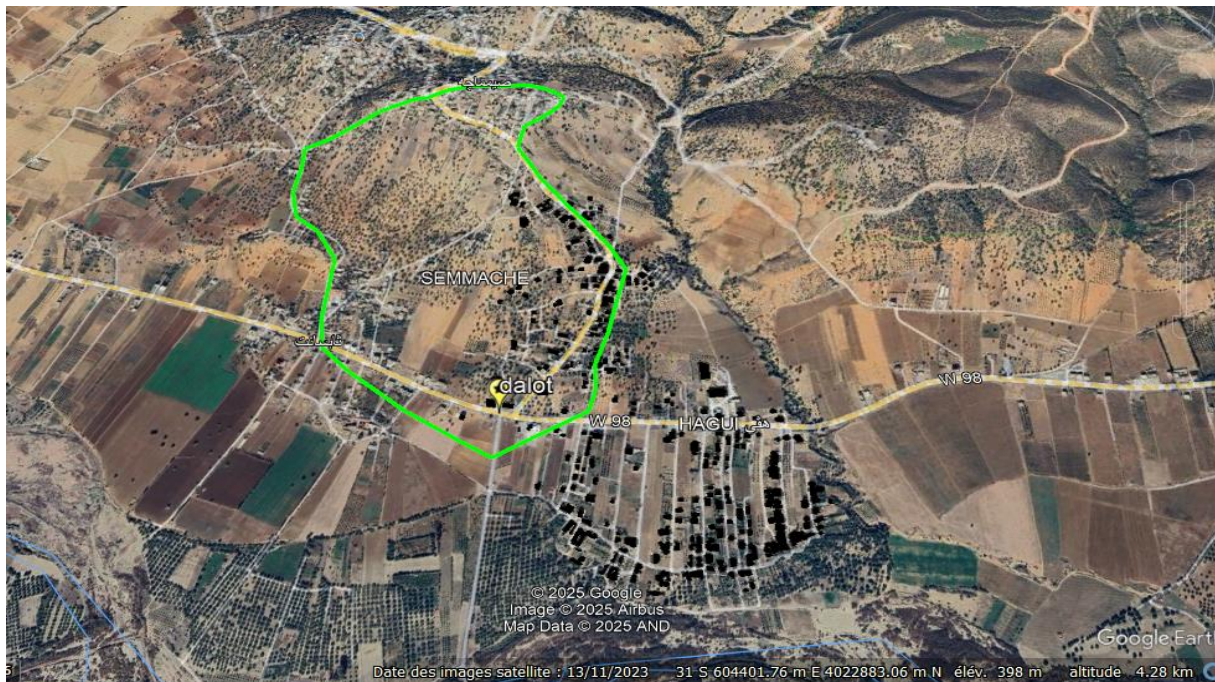


Figure II-9 : Bassin versant de la zone Semmache, commune El Adjiba [14].

II.6. Etude morphométrique

II.6.1 Les Caractéristiques géométriques du bassin versant

La Surface : la surface du bassin versant est la première et la plus importante de ses caractéristiques géométriques. Elle s'obtient par la délimitation d'une frontière naturelle qui est la ligne de partage des eaux et qui forment une crête et qui finit par un exutoire ; elle s'exprime généralement en km².

Le périmètre : il représente toutes les irrégularités du contour ou de la limite du bassin versant, et il s'exprime en km.

Thalweg : c'est une ligne formée par plusieurs points les plus bas d'une vallée, il est déterminé en km.

Dans cette étude on a fait appel à plusieurs logiciels comme : GLOBBAL MAPER, MAP INFO, AUTOCAD et l'application de GOOGLE EARTH pour nous faciliter la collecte des données et voici les résultats qui se résument dans le tableau ci-après :

Tableau II-2 : Caractéristiques géométriques du bassin versant « Hagui » El Adjiba.

Surface (S) km ²	Périmètre (P) km	Thalweg (L _p) km	Altitude maximale H _{max} (m)	Altitude minimale H _{min} (m)
0,967	3,974	1,887	495	370

II.6.2. Paramètres de forme

On distingue plusieurs formes des bassins versants qui jouent un rôle essentiel sur l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire de ce dernier. Une forme allongée n'a pas la même influence sur l'écoulement d'eau qu'un bassin qui est de forme ramassée. [19]

II.6.2.1. Indice de compacité GRAVILIUS (K_c)

Indice de compacité de Gravilius ou bien indice de forme qui est le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle qui aurait la même surface. Il sert à définir la forme du bassin versant qui influence sur les débits de crue.

$$K_c = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (II-1)$$

- K_c : indice de gravilius ;
- S : la surface du bassin versant en [km²] ;
- P : le périmètre du bassin versant en [Km].
 - Si : 1,5 < K_c < 1,80 : le bassin est de forme allongée.
 - Si : 1,0 < K_c < 1,15 : le bassin a une forme ramassée.

Pour notre bassin versant : K_c = 1.13, il est compris entre 1.0 et 1.15, donc le bassin est de forme ramassée.

II.6.2.2. Rectangle équivalent

Il facilite la comparaison des bassins versants selon leur influence sur le type d'écoulement. Ceci implique une transformation géométrique où la forme du bassin se transforme en un rectangle de périmètre équivalent, les courbes de niveaux deviennent des lignes droites parallèles aux côtés plus courts. L'exutoire et le rectangle se rapportent à l'un des côtés plus courts de ce dernier, désigné sous le terme « rectangle équivalent ».

Soit :[21]

- L_r : longueur du rectangle équivalent en [km] ;
- l_r : et la largeur du rectangle équivalent en [Km] ;
- P : Le périmètre du bassin versant en [Km] ;
- S : L'aire du bassin versant en [Km²] ;
- K_c : Le coefficient de compacité de 'Gravelius'.

Il se calcule comme suit :

$$L_r = K_c \times \frac{\sqrt{S}}{1.128} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (II-2)$$

$$l_r = K_c \times \frac{\sqrt{S}}{1.128} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (II-3)$$

➤ Pour notre bassin versant : $L_r = 1.06$ km et : $l_r = 0.91$ km.

II.6.2.3. Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement est une mesure qui représente la réponse du bassin versant aux précipitations. Dans la méthode de Caquot, cette caractéristique est considérée et se matérialise par l'emploi d'un coefficient de correction de débit, déterminé par la formule :[21]

$$E = \frac{L_r}{\sqrt{S}} \quad (II-4)$$

- E : coefficient d'allongement adimensionnel ;
 - L_r : longueur du rectangle équivalent en [km] ;
 - S : L'aire du bassin versant en [km²].
- Pour notre bassin versant : $E = 1.08$.

Tableau II-3: Récapitulatif des paramètres de formes du bassin versant « Hagui ».

Paramètres de forme	S (Km ²)	P (Km)	K_c	L_r (Km)	l_r (Km)	E	Forme de BV
Bassin versant « Hagui »	0,967	3,974	1,13	1,06	0,9	1,08	Ramassée

II.6.3. Caractéristique du relief

La courbe hypsométrique sert à définir le relief par les courbes de niveau. En effet, le relief agit sur l'écoulement, il détermine aussi la capacité d'un sol à absorber, évaporer ou orienter les eaux de ruissellement. Selon la pente du sol, le débit peut s'accélérer et la durée de concentration peut se réduire. En déduit que la topographie joue un rôle important dans le comportement hydraulique d'un bassin versant.[21]

II.6.3.1. Courbe hypsométrique

Elle est d'une grande importance dans l'étude de relief. La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin versant. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Elle permet de juger l'âge et le degré d'érosion d'un bassin versant. Cette courbe, qui porte en abscisse le pourcentage des surfaces (surfaces cumulées) du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée.

L'interprétation de l'aspect de la courbe hypsométrique est donnée en fonction du degré d'érosion associé à l'âge du bassin Figure (II-10) :

- Les vieux bassins présentent de larges topographies pratiquement planes où l'altitude variée très peu et, présentent un potentiel érosif assez faible.
- Les bassins, correspondant à la courbe du milieu, sont des bassins proches de l'état dit d'équilibre ou « mature ». Qui offrant un potentiel érosif moyen à faible.
- Les bassins plus jeunes montrent une superficie faible par rapport au changement d'altitude initiale, ce qui est caractéristique des bassins abrupts où le potentiel érosif est assez important.

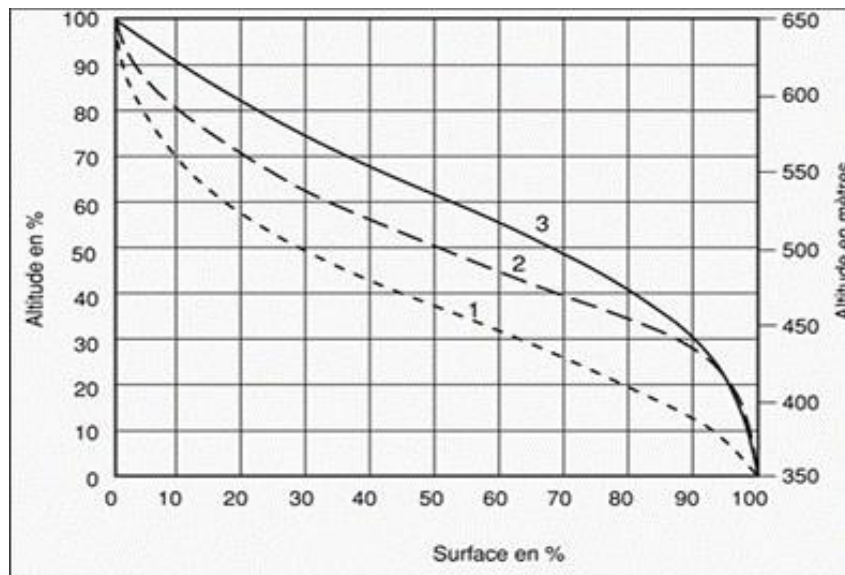


Figure II-10 : Etat de maturité du relief des BV.[21]

La forme de la courbe hypsométrique (tableau (II-4) et figure ((II-11)) ressemble à celle d'un bassin mature (équilibre). Donc, ce bassin versant présente un potentiel érosif moyen à faible.

Tableau II-4 : Répartition des surfaces par classes d'altitude.

Classe altitude (m)	Altitude moyenne (m)	Surface élémentaire Si (Km ²)	Surface élémentaire cumulée (Km ²)	Surface élémentaire Si (%)	Surface cumulée ΣSi (%)
370-375	372,5	0,0031	0,97	0,3170	100
375-380	377,5	0,0310	0,96	3,2054	99,6831
380-385	382,5	0,0375	0,93	3,8707	96,4778
390-395	387,5	0,1331	0,90	13,7539	92,6072
395-400	392,5	0,0907	0,76	9,3705	78,8533
400-405	397,5	0,0563	0,67	5,8134	69,4828
405-410	402,5	0,0790	0,62	8,1657	63,6694
410-415	407,5	0,0628	0,54	6,4865	55,5038
415-420	412,5	0,0730	0,47	7,5393	49,0174
420-425	417,5	0,0631	0,40	6,5182	41,4782
425-430	422,5	0,0553	0,34	5,7101	34,96
430-435	427,5	0,0466	0,28	4,8145	29,2499
435-440	432,5	0,0427	0,24	4,4139	24,4354
440-445	437,5	0,0352	0,19	3,6326	20,0215
445-450	442,5	0,0323	0,16	3,3356	16,389
450-455	447,5	0,0147	0,13	1,5148	13,0534
455-460	452,5	0,0139	0,11	1,4349	11,5386
460-465	457,5	0,0132	0,10	1,3554	10,1038
460-465	462,5	0,0120	0,08	1,2309	8,7485
465-470	467,5	0,0123	0,07	1,2639	7,5176
470-475	472,5	0,0130	0,06	1,3393	6,2538
475-480	477,5	0,0108	0,05	1,1090	4,9145
480-485	482,5	0,0086	0,04	0,8857	3,8055
485-490	487,5	0,0194	0,03	2,0039	2,9198
490-495	492,5	0,0089	0,0089	0,916	0,916

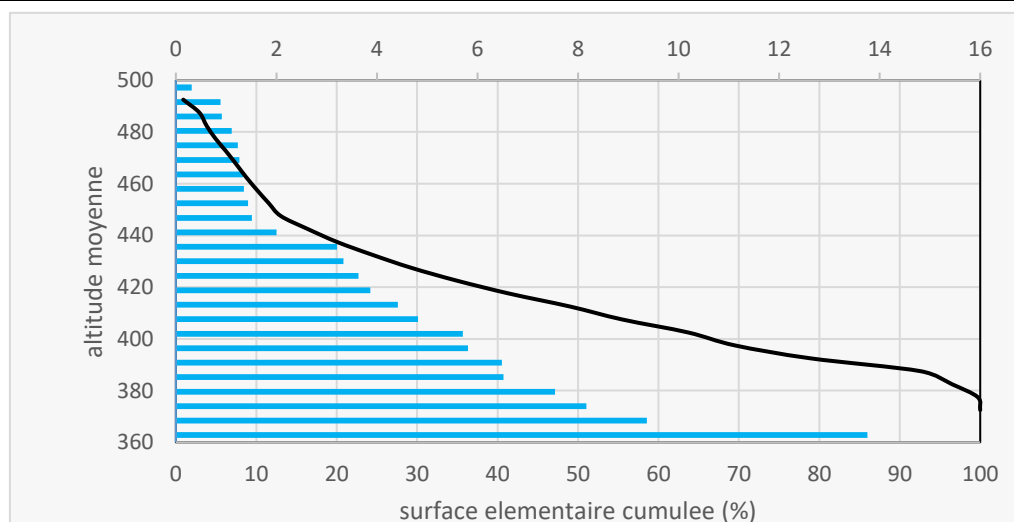


Figure II-11 : Courbe hypsométrique et histogramme de fréquences altimétriques du BV El Adjiba.

D'après le Tableau (II-4) et la figure (II-11) la forme de la courbe hypsométrique ressemble à celle d'un bassin versant vieux, donc il présente un potentiel érosif assez faible.

II.6.3.2. Les hauteurs caractéristiques

1) Altitudes maximales et minimales

On peut trouver les altitudes sur la carte topographique, l'élévation maximale correspondant au point le plus haut du bassin versant amont, tandis que l'élévation la plus basse est en aval du bassin versant, correspondant au point le plus bas à l'exutoire.

Elles sont extraites à partir du logiciel Global Mapper et de la courbe hypsométrique figure (II-11) :

- ❖ L'altitude minimale est : $H_{\min} = 370 \text{ m}$;
- ❖ L'altitude maximale est : $H_{\max} = 495 \text{ m}$;
- ❖ Dénivelée totale : $\Delta H = 125 \text{ m}$;
- ❖ La hauteur à 5 % de la surface totale est : $H_{5\%} = 477.50 \text{ m}$;
- ❖ La hauteur à 95 % de la surface totale est : $H_{95\%} = 384.41 \text{ m}$.

2) Altitude moyenne

L'altitude moyenne se détermine graphiquement à partir de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. Analytiquement on peut utiliser la relation suivante : [21]

$$Alt_{moy} = \frac{\sum (S_i (Alt_i + Alt_{i-1}))}{2 \times S} \quad (II-5)$$

- Alt_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant en (m) ;
- Alt_i : Altitude de la courbe de niveau i en (m) ;
- Alt_{i-1} : Altitude de la courbe de niveau i-1 en (m) ;
- S : Surface totale du bassin versant en (Km^2) ;
- S_i : Surface partielle comprise entre deux (02) courbes de niveau consécutives n et n-1 en (Km^2).

➤ Après le calcul (voir le tableau II -5) l'altitude moyenne égale à 414.58m.

3) Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne si la pente de la courbe est régulière. [21]

L'altitude médiane dans le bassin versant Hagui El Adjiba est égale à $H_{50\%} = 411.74 \text{ m}$. Ainsi, l'altitude moyenne ($H_{moy} = 414.58 \text{ m}$) est supérieure à l'altitude médiane $H_{50\%}$ avec un écart de 2.84 m. Donc la pente moyenne du bassin versant est régulière.

4) Dénivelée

La dénivelée "d" est la différence d'altitudes entre deux points de la surface terrestre, donc c'est la différence entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$.

$$d = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$d = 477.50 - 384.41 = 93.09 \text{ m}.$$

Tableau II-5 : Calcul de l'altitude moyenne.

Altitude Alti (m)	Altitude (Alti + Alti-1) (m)	Surface "Si" (Km ²)	Si (Alti + Alti-1) (m*Km ²)
495	-	-	-
490	985	0,0089	8,7246
485	975	0,0194	18,893
480	965	0,0086	8,2646
475	955	0,0108	10,2415
470	945	0,013	12,2388
465	935	0,0123	11,4275
460	925	0,012	11,0096
455	915	0,0132	11,9927
450	905	0,0139	12,5567
445	895	0,0147	13,1099
440	885	0,0323	28,5463
435	875	0,0352	30,7364
430	865	0,0427	36,9208
425	855	0,0466	39,8061
420	845	0,0553	46,6587
415	835	0,0631	52,6312
410	825	0,073	60,1468
405	815	0,0628	51,1204
400	805	0,079	63,5649
395	795	0,0563	44,692
390	785	0,0907	71,132
385	775	0,1331	103,0764
380	765	0,0375	28,6336
375	755	0,031	23,4018
370	745	0,0031	2,2835
La somme (s)		0,9671	801,81
2*S	1,9340	Alt_{moy}	414,58

5) Pente moyenne

a) Indice de pente moyenne du bassin versant (I_p) :

La pente moyenne d'un bassin versant est un paramètre important pour la détermination du temps de concentration. La pente moyenne est une caractérisation qui nous renseigne sur la topographie du bassin versant, elle donne une bonne indication sur le parcours de ruissellement et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse. CARLIER et LECLERC (1964) proposent la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta h}{L_r} \quad (II-6)$$

- I_{moy} : Indice de pente moyenne en [m/km];
- L_r : Longueur du rectangle équivalent en [km] ;
- Δh : Dénivelée entre H_{max} et H_{min} en [m]; tel que : $\Delta h = H_{\text{max}} - H_{\text{min}}$
- Pour notre bassin versant : $I_{\text{moy}} = 117.55 \text{ m/km}$

b) Indice de pente globale

Il permet de déterminer l'influence du relief sur le bassin versant, il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ de la surface du bassin versant et de la longueur de rectangle équivalent.[20]

$$I_g = \frac{d}{L_r} \quad (II-7)$$

- I_g : Indice de pente globale en (m/Km) ;
- d : Dénivelée entre les altitudes en (m), elle est déterminée à partir de la courbe hypsométrique ; tel que : $d = H_{5\%} - H_{95\%}$;
- L_r : Longueur du rectangle équivalent en (Km) ;
- $I_g = 87.54 \text{ m/km}$ pour notre BV.

Tableau II-6 : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M. (selon I_g).

Classe de relief	Type de relief	I_g (m/km)
R1	Très faible	<2
R2	Faible	2-5
R3	Assez faible	5-10
R4	Modéré	10-20
R5	Assez fort	20-50
R6	Fort	50-100
R7	Très fort	> 100

D'après le tableau (II-6) des classifications de l'office de la recherche scientifique et technique outre-mer (O.R.S.T.O.M.), le relief de bassin versant est classé en relief fort.

c) Dénivelée spécifique (D_s) :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S} \quad (II-8)$$

- I_g : Indice de pente globale en (m/Km) ;
- S : Surface du bassin versant en (Km^2) ;
- $D_s = 86.06 \text{ m}$.

Tableau II-7 : Classification du relief d'après O.R.S.T.O.M. (selon Ds).

Classes de relief	Type de relief	Ds (m)
R1	Très faible	<10
R2	Faible	10 – 25
R3	Assez faible	25 -50
R4	Modéré	50 - 100
R5	Assez fort	100 - 250
R6	Fort	250 - 500
R7	Très fort	>500

D'après le tableau (II-7) des classifications d'O.R.S.T.O.M, le relief du bassin versant est modéré.

d) Pente moyenne du bassin versant (Tableau II-8)

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante : [20]

$$p_{moy} = \frac{L_{cn} \times \Delta h}{S} \quad (II-9)$$

- P_{moy} : Pente moyenne en [m/Km] ;
- L_{cn} : Longueur totale des courbes de niveau en [Km] ;
- Δh : Équidistance entre deux courbes de niveau en [m] ;
- S : Superficie du bassin versant en [Km²].

➤ Après le calcul (voir tableau II-8) $P_{moy} = 104.5$ m/km.

II.6.4. Les caractéristiques hydrographiques d'un bassin versant :

Le réseau hydrographique est constitué d'un ensemble de chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. Pour décrire un réseau hydrographique, plusieurs paramètres doivent être pris en compte. La ramification du cours d'eau est établie en attribuant un système de numérotation à chaque segment du cours d'eau en fonction de son importance. À l'aide du logiciel Global Mapper, on a déterminé le réseau hydrographique du bassin versant El Adjiba (figure (II-12)).[20]

II.6.4.1 Chevelure hydrographique

La numérotation des tronçons de cours d'eau (comprenant le thalweg principal et ses affluents) facilite la classification du réseau hydrographique. Plusieurs types de classifications des tronçons de cours d'eau existent, mais celle de Strahler (1957) est la plus couramment utilisée. Cette méthode permet de décrire clairement l'évolution du réseau de drainage d'un bassin, en

partant de l'amont du bassin jusqu'à son aval. Les règles de classification suivantes sont appliquées [20] :

- Un cours d'eau sans tributaires est considéré comme d'ordre un.
- Le cours d'eau résultant de la confluence de deux cours d'eau d'ordres différents prend l'ordre le plus élevé.
- Le cours d'eau résultant de la confluence de deux cours d'eau d'ordres identiques est considéré comme un ordre supérieur.

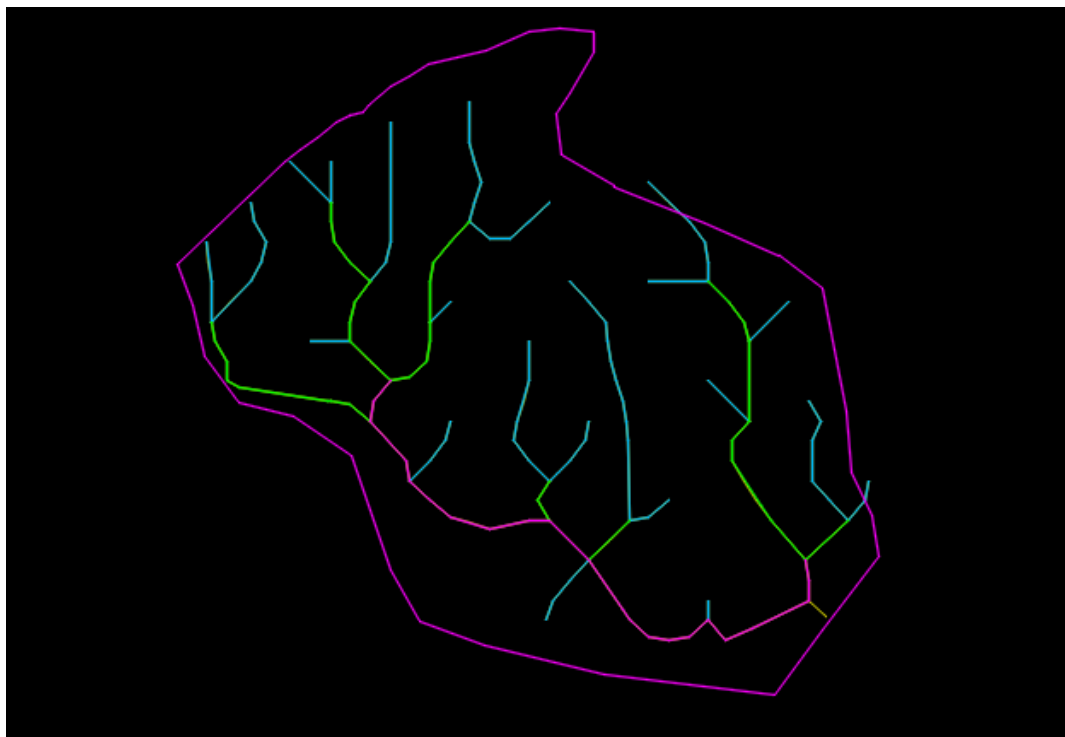
Tableau II-8 : Résultats du calcul de la pente moyenne de BV
(Carlier et Leclerc)

Numéro	L'altitude (m)	La longueur L_{cn} (Km)
1	490	0,3628
2	485	0,4032
3	480	0,4439
4	475	0,4849
5	470	0,5307
6	465	0,5500
7	460	0,6035
8	455	0,6229
9	450	0,6876
10	445	0,9247
11	440	0,9620
12	435	0,9676
13	430	1,0980
14	425	1,1803
15	420	1,2854
16	415	1,3273
17	410	1,2889
18	405	1,0323
19	400	1,0819
20	395	1,0942
21	390	1,3657
22	385	1,1507
23	380	0,5694
24	375	0,1904
25	370	-
L_{cn} (Km)		20,27
Surface du BV (Km^2)		0,97
Equidistance Δh (m)		5
P_{moy} (Carlier et Leclerc) (m/km)		104,50

Tableau II-9 : Réseau hydrographique du bassin versant.

Ordre 1		Ordre 2		Ordre 3		Ordre 4	
N°	L (m)	N°	L (m)	N°	L (m)	N°	L (m)
1	153,51	1	409,86	1	88,12	1	45,3633
2	274,96	2	179,39	2	142,18	Total	45,3633
3	108,43	3	126,41	3	300,14		
4	76,56	4	108,63	4	108,73		
5	317,82	5	218,87	5	314,36		
6	76,78	6	159,84	6	227,65		
7	186,62	7	89,34	7	77,33		
8	237,15	8	108,43	Total	1258,51		
9	54,21	9	142,44				
10	142,34	10	153,13				
11	298,86	11	324,07				
12	142,34	12	114,00				
13	490,92	Total	2134,40				
14	88,25						
15	144,54						
16	38,36						
17	115,03						
18	234,84						
19	108,43						
20	108,43						
21	86,91						
22	265,78						
Total	3751,08						

L : longueurs des cours d'eau [m].

**Figure II-12 : Classification du réseau hydrographique du bassin versant El-Adjiba.**

II.6.4.2. Densité de drainage

La densité de drainage introduite par HORTON, est la longueur totale du réseau hydrographique par la surface totale du bassin versant. La densité du drainage dépend de la géologie, des caractéristiques topographiques du bassin et, des conditions climatologiques et anthropiques.

$$D_d = \frac{\sum_1^n L_i}{S} \quad (II-10)$$

- D_d : Densité du drainage [$\text{km}/[\text{km}^2]$];
- L_i : Longueur de thalweg en [km];
- S : surface du bassin versant en [km^2].

Tableau II-10 : Les longueurs des cours d'eau (Thalwegs) du bassin versant El-Adjiba.

Ordre	Nombre	Longueur (km)
1	22	3,75
2	12	2,13
3	7	1,26
4	1	0,05
Total	$\sum_1^n L_i$	7,19

➤ Pour notre cas on a : $D_d = 7.43 \text{ km}/\text{km}^2$.

Lorsque la densité de drainage est élevée, cela indique la présence d'un sol imperméable qui encourage l'écoulement des eaux de surface.

II.6.4.3. Fréquence du thalweg d'ordre 1

La fréquence de talwegs d'ordre 1 est le rapport de nombre de talwegs d'ordre 1 a la surface. Elle est exprimée par la relation.

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad (II-11)$$

- F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 1 en [Km^{-2}]. ;
- N_1 : Nombre des talwegs d'ordre 1 ;
- S : Surface du bassin versant en [km^2];
- $F_1 = 22.75 \text{ Km}^{-2}$.

II.6.4.4. Coefficient de torrentialité

Il désigne le produit de la densité du drainage par la fréquence de cours d'eau (talwegs) d'ordre élémentaire (d'ordre 1). Il se calcule comme suit :

$$C_t = D_d \times F_1 \quad (II-12)$$

- C_t : Coefficient de torrentialité [km^{-3}]
- D_d : Densité du drainage en [km/km^2]
- F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 1 en [m/Km^2]
- $C_t = 169.14 \text{ km}^{-3}$.

II.6.4.5. Pente moyenne du cours d'eau (thalweg) principal (I)

La vitesse à laquelle l'eau se déplace vers l'exutoire d'un bassin versant est déterminée par la pente moyenne du thalweg ; cette variable influence le débit maximal observé. Une forte pente favorise et accélère l'écoulement en surface de l'eau, tandis qu'une pente douce ou nulle, permet à l'eau de s'infiltrer, totalement ou partiellement, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes de cours d'eau s'effectue à partir du profil en long, 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 :

$$I = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_p} \quad (II-13)$$

- I : Pente moyenne de cours d'eau principal en [m/m] ;
- H_{max} : Altitude maximale en [m] ;
- H_{min} : Altitude minimale en [m] ;
- L_p : Longueur de thalweg principal en [m] ;
- $I = 0.0662$ m/m.

II.6.4.6. Temps de concentration de bassin versant (T_c)

Le temps de concentration (T_c) des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique depuis le point le plus éloigné du BV jusqu'à son exutoire. Il dépend des caractéristiques du bassin versant ; dans le contexte algérien et pour les petits bassins versants, il peut être notamment calculé entre-autres par : [20]

a) Formule de KIRPICH

$$T_c = 0.000325 \times L_p^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (II-14)$$

- T_c : Temps de concentration [h] ;
- L_p : Longueur de cours d'eau (thalweg) principal [m] ;
- I : Pente moyenne de cours d'eau (thalweg) principal [m/m] ;
- Pour notre BV $T_c = 0.36$ h.

b) Formule de Turazza-Passini

$$T_c = 0.108 \times (S \times L_p)^{\frac{1}{3}} \times \frac{1}{\sqrt{I}} \quad (II-15)$$

- T_c : Temps de concentration en [h] ;
- S : Surface du bassin versant en [Km²] ;
- L_p : Longueur de cours d'eau (thalweg) principal en [Km] ;
- I : Pente moyenne de cours d'eau (thalweg) principal en [m/m] ;
- Pour notre BV $T_c = 0.5127$ h.

c) Formule de Van Te Chow

$$T_c = 0.123 \times \left(\frac{L_p}{\sqrt{I}} \right)^{0.64} \quad (II-16)$$

- T_c : Temps de concentration en [h] ;
 - L_p : Longueur de cours d'eau (talweg) principal en [Km] ;
 - I : Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal en [m/m] ;
 - $T = 0,63$ h.
- Pour notre BV $T_c = 0.4401$ h.

d) Formule de Ventura

$$T_c = \frac{76.32}{60} \times \left(\frac{S}{100 \times I} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (II-17)$$

- T_c : Temps de concentration en [h] ;
 - S : Surface du bassin versant en [Km²] ;
 - I : Pente moyenne de cours d'eau (talweg) principal en [m/m] ;
- Pour notre BV $T_c = 0.6788$ h.

e) Formule de SOGREAH

La méthode a été développée par SOGREAH en réponse à une demande de l'ANRH entre 1986 et 1989. Cette méthode est particulièrement adaptée pour l'étude des petits bassins versants en Algérie. La formule est exprimée :

$$T_c = 3 \times \left(\frac{S \times L_p}{(10 \times I)^{\frac{3}{2}}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (II-18)$$

- T_c : Temps de concentration [h] ;
 - S : Surface du bassin versant [km²] ;
 - L_p : Longueur de cours d'eau (thalweg) principal [km] ;
 - I : Pente moyenne de cours d'eau (thalweg) principal [%].
- Pour notre BV $T_c = 0.7235$ h.

On tient à présenter les différents résultats obtenus dans le tableau ci-après :

Tableau II-11 : Résultats de calcul du temps de concentration.

N°	Formule	Temps de concentration (h)
1	KIRPICH	0.3076
2	TURAZZA-PASSINI	0.5127
3	VAN TE CHOW	0.4401
4	VENTURA	0.6788
5	SOGREAH	0.7235
La Moyenne		0.5325

On opte pour le temps de concentration obtenu par la moyenne de ces formules : $T_c = 0.53$ h.

II.6.4.7. La vitesse moyenne de ruissellement V_r

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (II-19)$$

- V_r : vitesse de ruissellement en [Km/h]
 - L_p : Longueur du talweg principal [Km] ;
 - T_c : Temps de concentration [h].
- Pour notre BV $V_r = 3.54$ Km/h, (0.98 m/s).

Tableau II-12 : Récapitulatif des caractéristiques morphométriques et hydrographiques du BV El-Adjiba.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	km ²	0.967
Périmètre		P	km	3.973
Longueur du Thalweg principal		L_p	km	1.886
indice de compacité		K_c	/	1.13
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	km	1.063
	Largeur	l_r	km	0.909
Coefficient d'allongement		E	/	1.081
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	495
	Moyenne	H_{moy}	m	414.58
	Minimale	H_{min}	m	370
	Altitude 5%	$H_{5\%}$	m	477.50
	Médiane 50%	$H_{50\%}$	m	411.74
	Altitude 95%	$H_{95\%}$	m	384.41
Indice de pente moyenne		I_{moy}	m/km	117.55
Indice de pente globale		I_g	m/km	87.54
Dénivelée spécifique		D_s	m	86.06
Pente moyenne de bassin versant B.V		P_{moy}	m/km	104.50
Densité du drainage		D_d	km/km ²	7.43
Fréquence de thalwegs d'ordre 1		F_1	Km ⁻²	22.75
Coefficient de torrentialité		C_t	km ⁻³	101.15
Pente moyenne du cours d'eau(thalweg) principal		I	m/m	0.0662
Temps de concentration		T_c	h	0.5325
Vitesse du ruissellement		V_r	km/h	3.54

II.7. Conclusion

Le présent chapitre a pour objectif la détermination des caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant El-Adjiba. Suite à l'utilisation des logiciels tel que le Système d'Information Géographique (SIG), Global Mapper, de télédétection et un calcul approprié, on a obtenu une forme ramassée (quasi-circulaire) de BV dont le coefficient d'allongement est (1.08), l'indice de compacité est de l'ordre (1.13), un temps de concentration de (0.5325 h) avec une vitesse de ruissellement égale à (3.54 km/h). Selon la classification de Strahler on a déterminé un réseau hydrographique du bassin qui présente une hiérarchisation de l'ordre (04).



CHAPITRE III

ÉTUDE HYDROLOGIQUE

III.1. Introduction

La pluie étant le facteur déclenchant des phénomènes d'inondations est aussi essentiel dans l'analyse hydrologique. Ce dernier permet d'évaluer :

- Les moyennes pluviométriques interannuelles ;
- Le régime mensuel des précipitations ;
- Les caractéristiques des pluies maximales journalières.

A base de ces données pluviométriques qu'on extrait de l'ANRH, on peut estimer les caractéristiques des crues afin de réduire les risques des inondations.

Cette étude vise à analyser les pluies journalières maximales de la station pluviométrique El Asnam.

En utilisant les deux lois (loi de Gumbel et loi de Galton), passant par :

- Un test de vérification (test de χ^2).
- Vérifier les deux critères (critères d'Akaike (AIC) et critères bayésien (BIC)).

On retient le meilleur ajustement selon les résultats obtenus par les tests cités ci-dessus.

III.2. Série pluviométrique

Dans cette étude d'aménagement, l'analyse des données pluviométriques est parmi les premières étapes à considérer. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui :

- Sera proche de la zone d'étude du projet ;
- Contient le maximum des valeurs de précipitations maximales journalières pour la plus longue durée.

Dans le cas de cette étude on opte pour les données de la série pluviométrique de El Asnam ; le pluviomètre de la station a fonctionné pendant 79 ans de 1921 à 2004. La série pluviométrique de la station El Asnam est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III-1: Série pluviométrique de la station El Asnam ...

Code station : 15 02 04 ; Nom station : El Asnam ; période : 1921-2004

Observation	P _{j,max} (mm)	Années	Observation	P _{j,max} (mm)	Années	Observation	P _{j,max} (mm)	Années
Obs. 1	30.2	1921	Obs. 28	29.7	1948	Obs. 55	38.6	1980
Obs. 2	35.4	1922	Obs. 29	29	1949	Obs. 56	38.4	1981
Obs. 3	70.3	1923	Obs. 30	22.4	1950	Obs. 57	22.1	1982
Obs. 4	50.3	1924	Obs. 31	32.7	1951	Obs. 58	38.5	1983
Obs. 5	35.5	1925	Obs. 32	31.5	1952	Obs. 59	30.4	1984
Obs. 6	21.8	1926	Obs. 33	33.2	1953	Obs. 60	28.4	1985
Obs. 7	16	1927	Obs. 34	33.1	1954	Obs. 61	41	1986
Obs. 8	23	1928	Obs. 35	22.9	1955	Obs. 62	29.3	1987
Obs. 9	40.8	1929	Obs. 36	27.8	1956	Obs. 63	32	1988
Obs. 10	30.1	1930	Obs. 37	37.8	1957	Obs. 64	30.3	1989
Obs. 11	30.7	1931	Obs. 38	79.2	1958	Obs. 65	28.4	1990
Obs. 12	33.6	1932	Obs. 39	39.2	1959	Obs. 66	24	1991
Obs. 13	25.3	1933	Obs. 40	40.2	1960	Obs. 67	26.7	1992

Tableau III-2: Série pluviométrique de la station El Asnam (suite et fin)

Code station : 15 02 04 ; Nom station : El Asnam ; période : 1921-2004

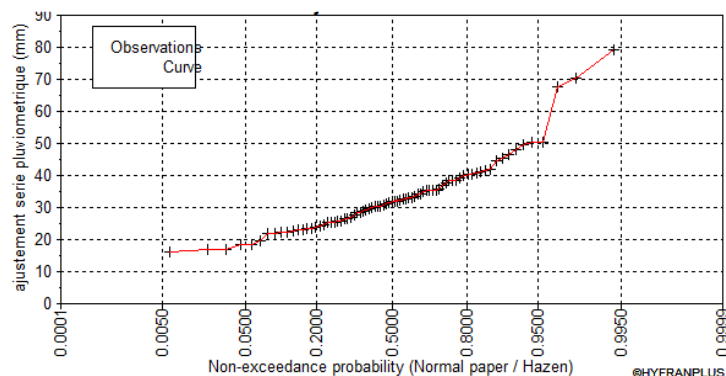
Observation	Pj.ma x (mm)	Année s	Observatio n	Pj.ma x (mm)	Année s	Observatio n	Pj.ma x (mm)	Années
Obs. 14	45.3	1934	Obs. 41	31.2	1961	Obs. 68	22.5	1993
Obs. 15	35.2	1935	Obs. 42	32	1967	Obs. 69	23.4	1994
Obs. 16	24.7	1936	Obs. 43	34.3	1968	Obs. 70	34.2	1995
Obs. 17	40.2	1937	Obs. 44	49.8	1969	Obs. 71	32.2	1996
Obs. 18	41.9	1938	Obs. 45	40	1970	Obs. 72	18.5	1997
Obs. 19	50.5	1939	Obs. 46	32.7	1971	Obs. 73	35.2	1998
Obs. 20	25.2	1940	Obs. 47	48.2	1972	Obs. 74	17	1999
Obs. 21	25.6	1941	Obs. 48	44.8	1973	Obs. 75	25.8	2000
Obs. 22	23.5	1942	Obs. 49	32	1974	Obs. 76	41.5	2001
Obs. 23	24.4	1943	Obs. 50	37	1975	Obs. 77	17	2002
Obs. 24	22.6	1944	Obs. 51	18.4	1976	Obs. 78	46.4	2003
Obs. 25	67.8	1945	Obs. 52	26.5	1977	Obs. 79	35.6	2004
Obs. 26	27	1946	Obs. 53	25.4	1978			
Obs. 27	35.1	1947	Obs. 54	19.6	1979			

III.2.1. Caractéristiques descriptives de la série

Les caractéristiques descriptives de la série étudiée se résument dans le tableau ci-après :

Tableau III-3: Caractéristiques descriptives de la série pluviométrique.

Nombre d'observation	79
Minimum (mm)	16
Maximum (mm)	79.2
Moyenne (mm)	33.16
Médiane (mm)	32
L'écart type (mm)	11.4
Coefficient de variation (Cv)	0.343
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.6
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.6

**Figure III-1 :** Graphe de précipitation (Loi de Hazen).

III.2.2. Choix du logiciel de traitement des données

L'analyse statistique de la série des pluies journalières maximales a été effectuée à l'aide d'un programme informatique d'analyse des fréquences hydrologiques HYFRAN ou HFA (Hydrological Frequency Analysis) qui a été développé à l'INRS-ETE par l'équipe de la Chaire en hydrologie statistique (HYDRO-QUÉBEC). Il s'agit d'un logiciel d'ajustement de lois statistiques qui permet l'analyse fréquentielle des séries de données des événements extrêmes.

III.2.3. Calcul des fréquences empiriques [20]

En pratique, après avoir trié les observations des pluies journalières maximales en ordre croissant, on associe à chacun des événements une fréquence empirique de probabilité au non dépassement dont la forme générale peut être résumée par l'équation suivante :

$$F(X_i) = \frac{i - 0.5}{n} \quad (III-1)$$

- i : Rang de précipitation ;
- n : Nombre d'observation (taille de la série).

Les résultats de calcul sont classés dans le tableau ci-après :

Tableau III-4: Résultat de calcul des fréquences empiriques.

Ordre	Observation	Année	Probabilité empirique
1	16	1927	0.0063
2	17	1999	0.0190
3	17	2002	0.0316
4	18.4	1976	0.0443
5	18.5	1997	0.0570
6	19.6	1980	0.0696
7	21.8	1926	0.0823
8	22.1	1983	0.0949
9	22.4	1950	0.1076
10	22.5	1993	0.1203
11	22.6	1944	0.1329
12	22.9	1955	0.1456
13	23	1928	0.1582
14	23.4	1994	0.1709
15	23.5	1942	0.1835
16	24	1991	0.1962
17	24.4	1943	0.2089
18	24.7	1936	0.2215
19	25.2	1940	0.2342
20	25.3	1933	0.2468
21	25.4	1979	0.2595
22	25.6	1941	0.2722
23	25.8	2000	0.2848

24	26.5	1978	0.2975
25	26.7	1992	0.3101
26	27	1946	0.3228
27	27.8	1956	0.3354
28	28.4	1986	0.3481
29	28.4	1990	0.3608
30	29	1949	0.3734
31	29.3	1987	0.3861
32	29.7	1948	0.3987
33	30.1	1930	0.4114
34	30.2	1921	0.4241
35	30.3	1989	0.4367
36	30.4	1985	0.4494
37	30.7	1931	0.4620
38	31.2	1961	0.4747
39	31.5	1952	0.4873
40	32	1974	0.5000
41	32	1988	0.5127
42	32	1967	0.5253
43	32.2	1996	0.5380
44	32.7	1971	0.5506
45	32.7	1951	0.5633
46	33.1	1954	0.5759
47	33.2	1953	0.5886
48	33.6	1932	0.6013
49	34.2	1995	0.6139
50	34.3	1968	0.6266
51	35.1	1947	0.6392
52	35.2	1998	0.6519
53	35.2	1935	0.6646
54	35.4	1922	0.6772
55	35.5	1925	0.6899
56	35.6	2004	0.7025
57	37	1975	0.7152
58	37.8	1957	0.7278
59	38.4	1982	0.7405
60	38.5	1984	0.7532
61	38.6	1981	0.7658
62	39.2	1959	0.7785
63	40	1970	0.7911
64	40.2	1960	0.8038
65	40.2	1937	0.8165

66	40.8	1929	0.8291
67	41	1986	0.8418
68	41.5	2001	0.8544
69	41.9	1938	0.8671
70	44.8	1973	0.8797
71	45.3	1934	0.8924
72	46.4	2003	0.9051
73	48.2	1972	0.9177
74	49.8	1969	0.9304
75	50.3	1924	0.9430
76	50.5	1939	0.9557
77	67.8	1945	0.9684
78	70.3	1923	0.9810
79	79.2	1958	0.9937

III.2.4. Hypothèse de l'analyse fréquentielle

Le logiciel HYFRAN a appliqué plusieurs tests d'hypothèses aux pluies journalières maximales de la station pluviométrique El Asnam (test d'indépendance de Wald-Wolfowitz, test de stationnarité de Kendall et test d'homogénéité de Wilcoxon). Le tableau ci-après montre les résultats d'application de quelques tests d'hypothèses :

Tableau III-5: Résultat des tests d'hypothèses.

Test d'indépendance de Wald-Wolfowitz		Test de stationnarité de kendall	
U	P	K	P
1.47	0.142	0.999	0.318

De ce tableau on constate que les tests sont acceptés au seuil de 5%. Ces résultats montrent que la série pluviométrique des pluies journalières maximales de la station El Asnam, vérifie les conditions d'application de l'analyse fréquentielle.

III.2.5. Caractérisation des périodes de retour [20]

La période de retour d'un événement est définie comme étant l'inverse de la probabilité annuelle de non dépassement de cet événement (MOHYMONT et DEMARÉE, 2006) :

$$T = \frac{1}{1 - F} \quad (III-2)$$

- T : Période de retour (année) ;
- F : Fréquence de non-dépassement.

III.2.6. Choix de la loi d'ajustement statistique

L'analyse fréquentielle d'une série de pluies maximales permet l'estimation de temps de retour d'une valeur particulière. Le choix des différents modèles statistiques retenus pour l'ajustement des pluies journalières maximales repose sur des considérations théoriques.

Pour notre cas d'étude on opte pour deux (02) lois :

- La loi de Gumbel (double exponentiel) ;
- La loi Galton (log-normale).

Elles sont utilisées comme fonctions de distribution des valeurs extrêmes de pluie.

III.2.6.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est [20] :

$$F(X) = e^{-e^{a(x-x_0)}} \quad (III-3)$$

- $F(x)$: Fréquence au non dépassement de la valeur de x ;

Pour les coefficients d'ajustement on a : x_0 et α , tel que :

- x_0 : Paramètre de position (mode) ;
- $\alpha = \frac{1}{a}$: Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi gradex.

Pour un changement de variable :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (III-4)$$

La loi de Gumbel s'écrit :

$$F(X) = e^{-e^{-y}} \quad (III-5)$$

Où : $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$ est la variable réduite de Gumbel.

L'intervalle de variation de x est : $x \in]-\infty, +\infty[$.

De la formule (III-6) on aura :

$$X = \alpha y + x_0 = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad (III-7)$$

C'est l'équation d'une droite qui représente la loi de Gumbel sur papier à probabilité Gumbel. Ce papier porte en abscisse la fréquence au non dépassement et une échelle arithmétique de la variable réduite y .

L'ordonnée représente une échelle arithmétique de la variable étudiée.

a) Estimation des paramètres

❖ Méthode des moments

La méthode des moments conduit à des estimations de calcul simple et très employé avec :

$$\alpha = 0.78 \sigma_x \quad (III-8)$$

$$x_0 = \bar{x} - 0.577\alpha \quad (III-9)$$

- σ_x : Écart type ;
- \bar{x} : Moyenne arithmétique des variables.

❖ Procédure d'ajustement

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre (rang) ;
- Calculer la fréquence expérimentale (empirique) ;

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée.

On déduit de la formule (III-5) que :

$$y = -\ln(-\ln(F(X))) \quad (III\ 9)$$

- Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel ;
- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel dont la formule générale est la suivante :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (III -10)$$

Où :

- \bar{x} et \bar{y} sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y .
- Si la corrélation est bonne, on calcule les paramètres d'ajustement x_0 et α de la droite de Gumbel $x = \alpha y + x_0$

Calculer les intervalles de confiance soit en utilisant les abaques de Bernier soit analytiquement par la formule :

$$h_{1,2} = \frac{\frac{y_a}{n} \sqrt{1 + 1.13 U_{p\%} + 1.1 U_{p\%}^2} \pm \frac{y_a^2}{n} (1.1 U_{p\%} + 0.577)}{1 - 1.1 \frac{y_a^2}{n}} \quad (III -11)$$

- y_a : variable réduite de Gauss correspondant à la fréquence au non dépassement ;
- $U_{p\%}$: variable réduite de Gumbel correspondant à la fréquence au non dépassement.

Les paramètres estimés de la loi de Gumbel (donnés par le logiciel HYFRAN) sont insérés dans le tableau ci-après :

Tableau III-6: Paramètres de la loi de Gumbel.

Loi de probabilité	X_0 (mode) (mm)	α (gradex) (mm)	Taille	Intervalle de confiance (%)
Loi de Gumbel	28.0429	8.87311	79	95

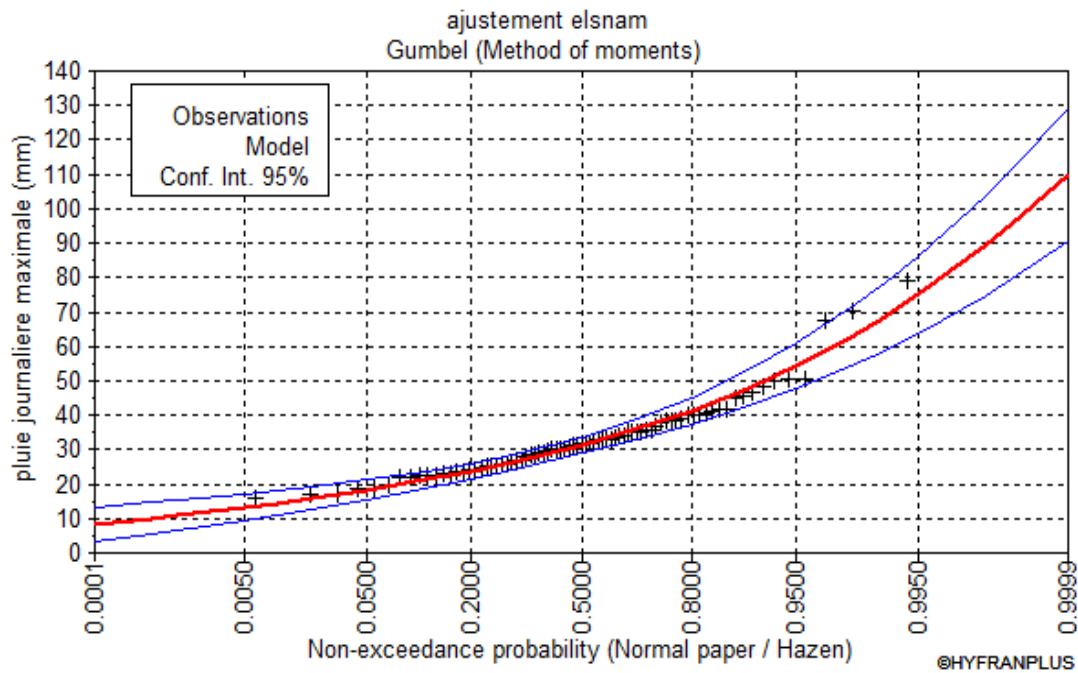


Figure III-2 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de Gumbel.

III.2.6.1.1. Loi de Gumbel pour différentes périodes de retour

Le résultat de calcul d'ajustement pour les différentes périodes de retour de la station pluviométrique El Asnam est donné dans le tableau ci-après :

Tableau III-7 : Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel pour les périodes de retour

Loi de Gumbel				
Période de retour T (ans)	Fréquence (F)	P _{j,max} (mm)	Écart type	Intervalle de confiance (95%)
2	0.5000	31.3	1.18	29.0 - 33.6
5	0.8000	41.4	1.98	37.5 - 45.2
10	0.9000	48.0	2.67	42.8 - 53.3
20	0.9500	54.4	3.38	47.8 - 61
50	0.9800	62.7	4.31	54.2 - 71.1
100	0.9900	68.9	5.02	59.0 - 78.7
1000	0.9990	89.3	7.40	74.8 - 104

III.2.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

Une variable aléatoire X a une distribution log normale lorsque $Y = \ln X$ 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 : [20]

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (III - 12)$$

- F(x) : Fréquence au non dépassement.

a) 1^{ère} forme de la loi log normale

La variable réduite u est de la forme

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (III-13)$$

- $\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique de la série des valeurs initiales transformées en logarithme ;
- $\sigma_{\ln x}$: Écart type de la série transformée en logarithme.

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier Gausso-logarithmique.

En abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

❖ Procédé d'ajustement

- Classement des valeurs par ordre croissant (fréquence au non dépassement) ;
- Calcul de la fréquence expérimentale (empirique) ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales \bar{x} et σ ;
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit analytiquement suivant l'équation :

$$X_{P\%} = e^{\ln x_{P\%}} = e^{\overline{\ln x} + u_{P\%} \sigma_{\ln x}} \quad (III-14)$$

b) 2^{ème} forme de la loi log normale

La variable réduite se trouve sous la forme :

$$u = \frac{\log(x - x_0) - a}{b} \quad (III-15)$$

Avec un intervalle de définition : $x \in [x_0; +\infty[$

La variable $\log(x - x_0)$ suit une loi de Gauss à deux (2) paramètres, avec :

- a : Moyenne des $\log(x - x_0)$;
- b : Écart type des $\log(x - x_0)$.

Le paramètre de position x_0 permet un ajustement de la loi log-normale lorsque la droite des fréquences expérimentales tracée sur papier Galton présente une concavité prononcée vers le haut ou vers le bas à l'une des deux extrémités. Si la concavité est vers le haut on la corrige avec un x_0 négatif, si elle est vers le bas, elle est corrigée par un x_0 positif.

On passe de la loi de Gauss à la loi de Galton en faisant le changement de variable de x en $\log(x - x_0)$. Cette loi fait intervenir trois paramètres dont :

- x_0 est le paramètre de position qui peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.
- a et b sont des coefficients d'ajustement qui peuvent être déterminés par la méthode des moments ou la méthode du maximum de vraisemblance.

Les paramètres estimés de la loi de Galton (donnés par le logiciel HYFRAN) sont insérés dans le tableau ci-après :

Tableau III-8 : Paramètres de la loi de Galton.

Loi de probabilité	Moyenne des $\log(x - x_0)$	Ecart type des $\log(x - x_0)$	Taille	Intervalle de confiance (%)
Loi de Galton	28.0429	8.87311	79	95

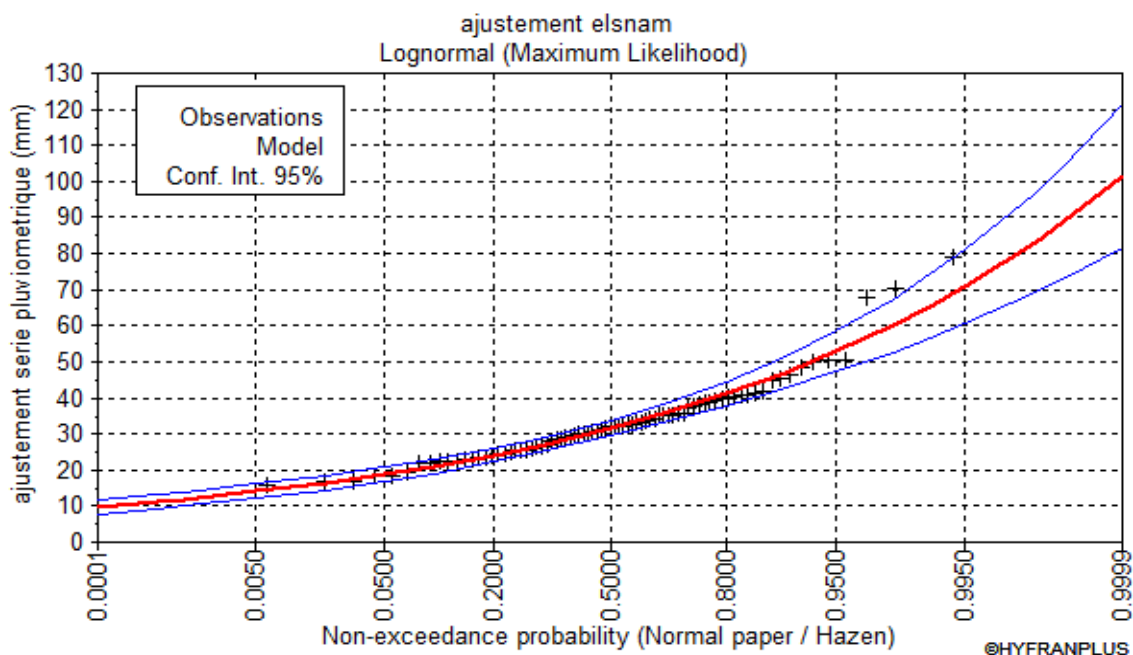


Figure III-3 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de Galton.

III.2.6.2.1. Loi de Galton pour différentes périodes de retour

Le résultat de calcul d'ajustement pour les différentes périodes de retour de la station pluviométrique El Asnam est donné dans le tableau ci-après :

Tableau III-9 : Résultat d'ajustement par la loi de Galton pour les périodes de retour appropriées.

Loi de Galton				
Période de retour T (ans)	Fréquence (F)	$P_{j,max}$ (mm)	Écart type	Intervalle de confiance (95%)
2	0.5000	31.5	1.11	29.3 - 33.7
5	0.8000	41.1	1.69	37.7 - 44.4
10	0.9000	47.1	2.25	42.7 - 51.6
20	0.9500	52.8	2.87	47.2 - 58.5
50	0.9800	60.1	3.76	52.7 - 67.4
100	0.9900	65.4	4.47	56.7 - 74.2
1000	0.9990	83.2	7.10	69.3 - 97.1

III.2.6.3. Test de χ^2

La procédure du test de χ^2 appliqué se présente comme suit [20] :

- Un échantillon de n valeurs classées par ordre croissant (ou décroissant) et pour lequel une loi de répartition $F(x)$ a été déterminée ;
- On divise cet échantillon en un certain nombre C de classes contenant chacune n_i valeurs expérimentales.

Le nombre v_i est le nombre théorique de valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition. Ce nombre v_i est donné par l'équation suivante :

$$V_i = n \int_{x_{i-1}}^{x_i} f(x) dx = n[F(x_i) - F(x_{i-1})] \quad (III-10)$$

- n : Nombre d'observation (taille de la série) ;
- $F(x_i)$ et $F(x_{i-1})$: Fréquences au non dépassement aux bornes supérieure et inférieure de la classe.

L'expression de χ^2 expérimental est présentée comme suit :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^c \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad (III-11)$$

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus par le test χ^2 :

Tableau III-10 : Résultats du test de χ^2 appliqué aux pluies journalières maximales.

Loi de probabilité	χ^2	P
Loi de Gumbel	6.35	0.6076
Loi de Galton	7.19	0.5163

On conclut par l'application de ce test sur les lois d'ajustement que la loi de Gumbel et la loi de Galton ont été acceptées au seuil de signification de 5 %.

III.2.6.4. Critères d'Akaike (AIC) et bayésien (BIC)

L'expression du critère d'information d'Akaike (AIC) se présente comme suit (GOULA et al., 2010 ; AGUE et AFOUDA, 2015) :

$$AIC = -2\log(L) + 2n_p \quad (III-12)$$

- L : Vraisemblance ;
- n_p : Nombre de paramètres .

L'expression du critère d'information bayésien (BIC) se présente comme suit (GOULA et al., 2010 ; AGUE et AFOUDA, 2015) :

$$AIC = -2\log(L) + 2n_p \log(N) \quad (III-13)$$

- L : Vraisemblance ;
- n_p : Nombre de paramètres ;

- N : Taille de l'échantillon.

Les résultats obtenus suite à l'application des critères d'Akaike et bayésien sont représentées dans le tableau (III-10). On constate que les différentes valeurs sont assez rapprochées pour les deux lois selon le critère donné. De plus, dans certains cas, les deux critères ne choisissent pas nécessairement la même loi, donc ne convergent pas toujours vers le même modèle.

Tableau III-11 : Critères d'Akaike (AIC) et bayésien (BIC) appliqués aux lois de probabilité

Loi de probabilité	AIC	BIC
Loi de Gumbel	589.478	594.217
Loi de Galton	589.356	594.095

III.2.6.5. Comparatif des résultats d'ajustement

Les principaux résultats ont montré que les différentes hypothèses d'application de l'analyse fréquentielle ont été vérifiées.

La meilleure loi est celle qui présente les plus faibles valeurs des critères d'Akaike et bayésien, le meilleur modèle adapté à la série des pluies journalières maximales de la station El Asnam avec une marge d'erreur de 5%, est la loi de Galton.

Le graphique ci-après montre la comparaison des deux lois Gumbel et Galton :

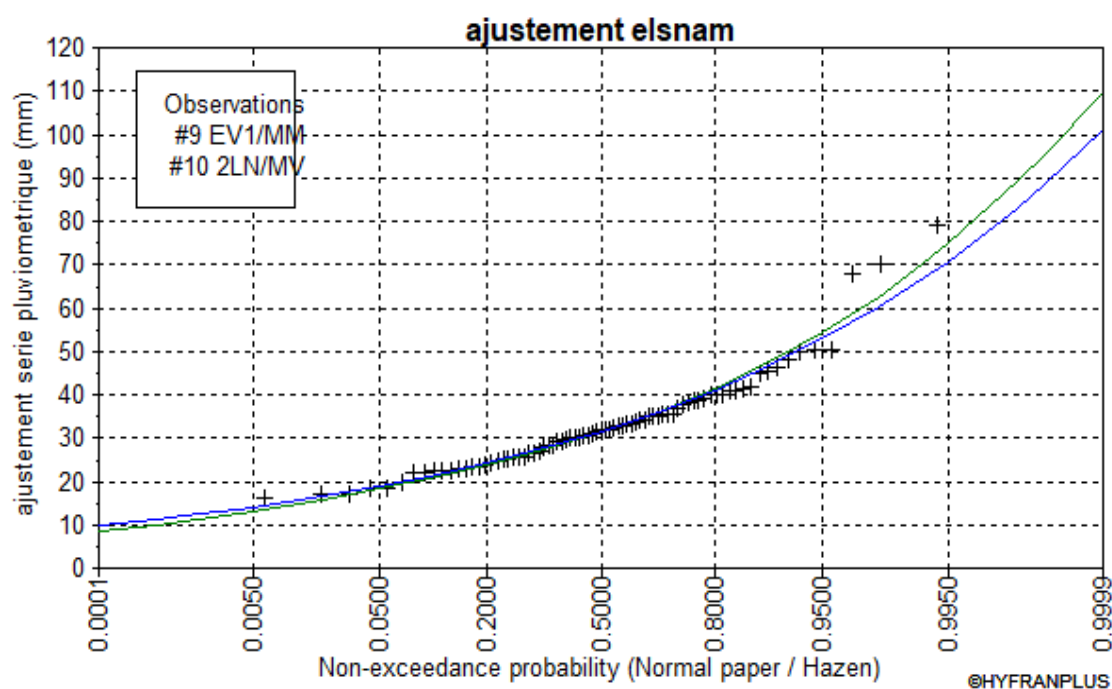


Figure III-4 : Comparaison des lissages des deux lois d'ajustement.

III.3. Les pluies de courte durée

Pour l'estimation des crues on opte pour l'utilisation des pluies de courte durée. Le calcul des pluies des courtes durées pour différentes fréquences s'effectue à l'aide de la relation de Body exprimée par [20] :

$$P_t = P_{j.max\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III-20)$$

- P_t : Pluies de courte durée de fréquence donnée en (mm) ;
- $P_{j.max\%}$: Pluies journalières maximales de fréquence donnée en (mm) ;
- t : Temps en (h) ;
- b : Exposant climatique calculé par la formule (40) :

$$b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{\overline{P_{j.max\%}}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)} \quad (III-21)$$

- $\overline{P_{j.max\%}}$: Pluie journalière maximale moyenne (28.23 mm)

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_t}{t} \quad (III-22)$$

- I_t : Intensité maximale en (mm/h) ;
- t : Durée par heure en (h) ;
- P_t : Pluie de courte durée en (mm).

L'intensité et la pluie de courte durée correspondante à un pas de temps variable et, de différentes fréquences de la station sont représentées dans le tableau (III-11) :

Tableau III-12: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de périodes de retour T (ans).

Période de retour		2ans		5ans		10 ans		25 ans		50 ans		100 ans	
Pjmax		31.5		41.1		47.1		56		60.1		65.4	
Pas de temps (min)	T(h)	P _t	I _t	P _t	I _t	P _t	I _t	P _t	I _t	P _t	I _t	P _t	I _t
5	0.08	5.44	65.33	7.10	85.23	8.14	97.68	9.68	116.1 3	10.39	124.6 4	11.30	135.6 3
10	0.17	6.75	40.49	8.81	52.83	10.09	60.55	12.00	71.99	12.88	77.26	14.01	84.07
15	0.25	7.65	30.61	9.98	39.94	11.44	45.77	13.60	54.42	14.60	58.40	15.89	63.55
20	0.33	8.37	25.10	10.92	32.75	12.51	37.53	14.87	44.62	15.96	47.89	17.37	52.11
25	0.42	8.97	21.52	11.70	28.08	13.41	32.17	15.94	38.25	17.11	41.05	18.61	44.67
30	0.50	9.49	18.97	12.38	24.76	14.19	28.37	16.87	33.73	18.10	36.20	19.70	39.39
32	0.53	9.68	18.15	12.63	23.67	14.47	27.13	17.21	32.26	18.47	34.62	20.09	37.68
35	0.58	9.95	17.06	12.98	22.26	14.88	25.51	17.69	30.33	18.99	32.55	20.66	35.42
40	0.67	10.37	15.56	13.53	20.30	15.51	23.26	18.44	27.66	19.79	29.68	21.53	32.30
45	0.75	10.76	14.34	14.04	18.71	16.09	21.45	19.12	25.50	20.52	27.37	22.33	29.78
50	0.83	11.11	13.34	14.50	17.40	16.62	19.94	19.76	23.71	21.21	25.45	23.08	27.69
55	0.92	11.45	12.49	14.94	16.29	17.12	18.67	20.35	22.20	21.84	23.83	23.77	25.93
60	1.00	11.76	11.76	15.35	15.35	17.59	17.59	20.91	20.91	22.44	22.44	24.42	24.42
65	1.08	12.06	11.13	15.73	14.52	18.03	16.64	21.43	19.79	23.00	21.23	25.03	23.11
70	1.17	12.34	10.57	16.10	13.80	18.45	15.81	21.93	18.80	23.54	20.18	25.61	21.95
75	1.25	12.60	10.08	16.44	13.16	18.85	15.08	22.41	17.92	24.05	19.24	26.17	20.93
80	1.33	12.86	9.64	16.78	12.58	19.23	14.42	22.86	17.14	24.53	18.40	26.70	20.02
85	1.42	13.10	9.25	17.10	12.07	19.59	13.83	23.29	16.44	25.00	17.65	27.20	19.20
90	1.50	13.34	8.89	17.40	11.60	19.94	13.29	23.71	15.81	25.44	16.96	27.69	18.46
95	1.58	13.56	8.57	17.69	11.18	20.28	12.81	24.11	15.23	25.87	16.34	28.16	17.78
100	1.67	13.78	8.27	17.98	10.79	20.60	12.36	24.50	14.70	26.29	15.77	28.61	17.16
105	1.75	13.99	7.99	18.25	10.43	20.92	11.95	24.87	14.21	26.69	15.25	29.04	16.60
110	1.83	14.19	7.74	18.52	10.10	21.22	11.57	25.23	13.76	27.08	14.77	29.47	16.07
115	1.92	14.39	7.51	18.77	9.80	21.52	11.23	25.58	13.35	27.45	14.32	29.87	15.59

Ci-après les deux graphiques représentant les courbes des pluies à courte durée et les courbes Intensité Durée-Fréquence (I.D.F) pour la station El Asnam :

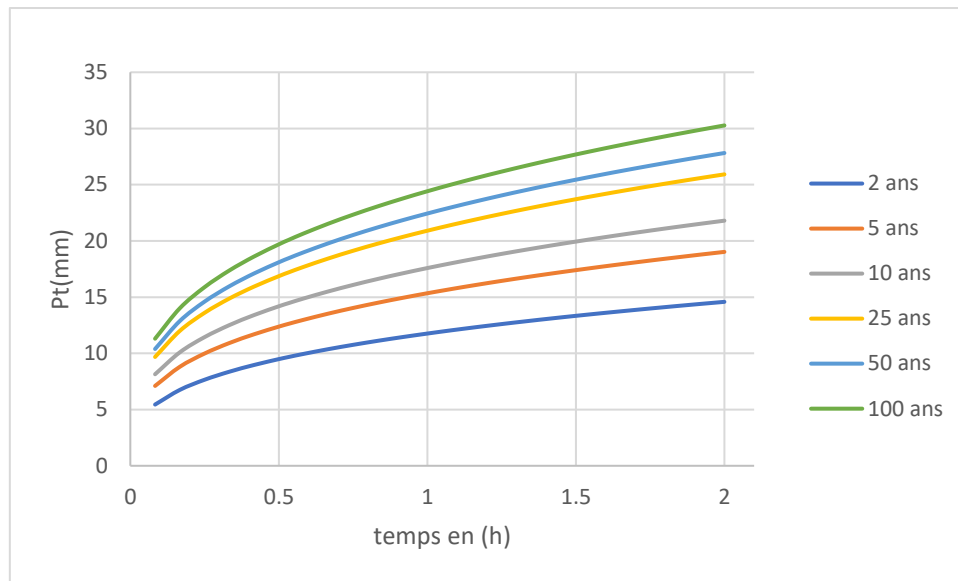


Figure III-5 : *Courbes des pluies à courtes durées.*

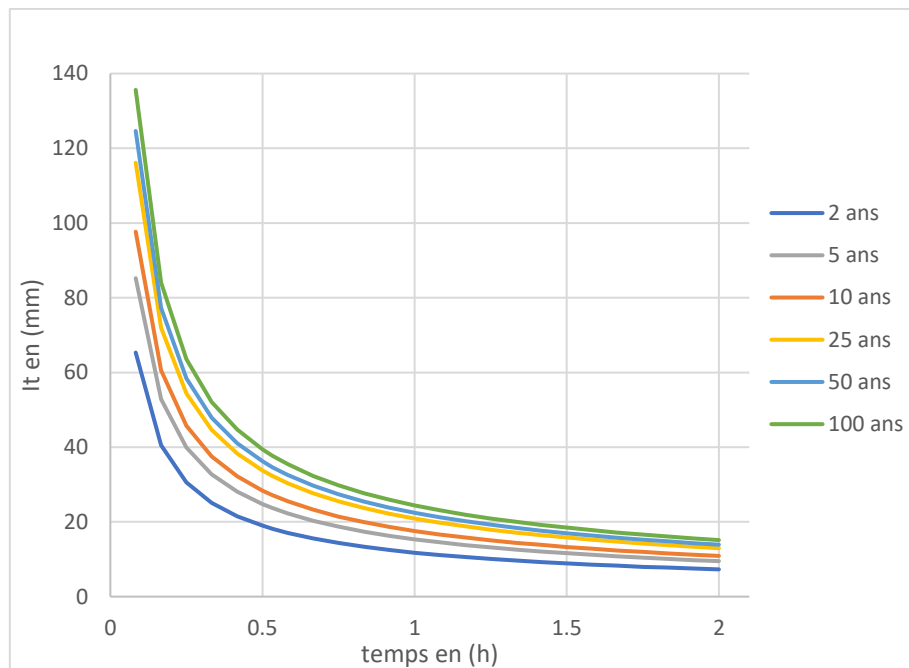


Figure III-6 : *Courbes Intensité-Durée-Fréquence.*

III.4. Étude des crues

Les crues sont des phénomènes spatio-temporels caractérisés par leur débit de pointe et leur hydrogramme. Il existe différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles ont leurs avantages et inconvénients, les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles.

- ❖ **Méthodes historiques :** Études des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé) ;
- ❖ **Méthodes empiriques :** Relation établie entre le débit et la surface du bassin versant,

la pluie et la Périodes de retour comme les formules de GAUTHIER, SOKOLOVSKY, et POSSENTI, ...etc.

Les débits de pointe des crues sont influencés par plusieurs facteurs tels que :

- La quantité et la durée de la pluie,
- L'intensité et la portée spatiale de l'averse génératrice,
- Les propriétés physio-morphométriques du bassin (taille, forme, pentes et orientation),
- L'occupation du sol du bassin ainsi que l'impact des activités humaines et les changements naturels dans les caractéristiques du bassin, qui peuvent rendre le problème de détermination des crues plus complexe.

Pour la détermination du débit de pointe différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.4.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue : [20]

III.4.1.1. Formule de MALLET-GAUTHIER

La première relation d'estimation des débits de crues en Algérie est attribuée à MALLET et GAUTIER (1947). Cette relation relativement complexe s'écrit comme suivant

$$Q_{max} = 2 \times K \times \log(1 + A + P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L_p}} \sqrt{1 + 4 \times \log T - \log S} \quad (III-23)$$

- Q_{max} : Débit maximum pour une fréquence donnée en (m³/s) ;
- A : Paramètre variant de 20 à 30, on prend 20 pour notre cas ;
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) ;
- S : Superficie du bassin versant en (Km²) ;
- L_p : Longueur du talweg principal en (Km) ;
- T : Période de retour en (ans) ;
- k : Constante dépendant des caractéristiques du bassin variant de 0,5 pour les grands bassins versants à faible pente jusqu'à 5 pour les petits bassins versants à forte pente (On prend $k = 2$ pour le bassin versant étudié).

III.4.1.2. Formule de Rationnelle (TURRAZA)

Cette relation est basée sur les pluies maximales journalières :[21]

$$Q_{max} = C \times I_t \times S \quad (III-24)$$

- S : Superficie du bassin versant en (Km²) ;
- I_t : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée en (mm/h) :

$$I_t = 0.278 \times \frac{P_{tc}}{T_c} \quad (III-25)$$

- P_{tc} : Pluie pendant le temps de concentration. Elle est déduite des courbes Intensité-Durée Fréquence ou d'une formule de réduction des pluies en 24 heures ;
- T_c : Temps de concentration du bassin versant en heures ;

- C : Coefficient du ruissellement. Il est en fonction de la nature des terrains et de la couverture superficielle du bassin versant, est calculé comme suit :

$$C = 1 - e^{\frac{-P_{j.max}(T)}{P_0}} \quad (III-26)$$

- $P_{j.max}(T)$: Pluie maximale journalière de Périodes de retour T en (mm) ;
- P_0 : Pertes maximales possibles en (mm) (infiltration, rétention dans les dépressions et évaporation).

La valeur du paramètre est donnée dans le tableau (III.13) selon sa localisation dans la figure (III.7).

Tableau III-13 : Valeurs du paramètre P_0 (Boutoutaou Dj. 2008).

Bassins versants	01-02-11-04-09	05-07-06-08	12-14-10-03-15	16	13
P_0 (mm)	100	90	120	115	60

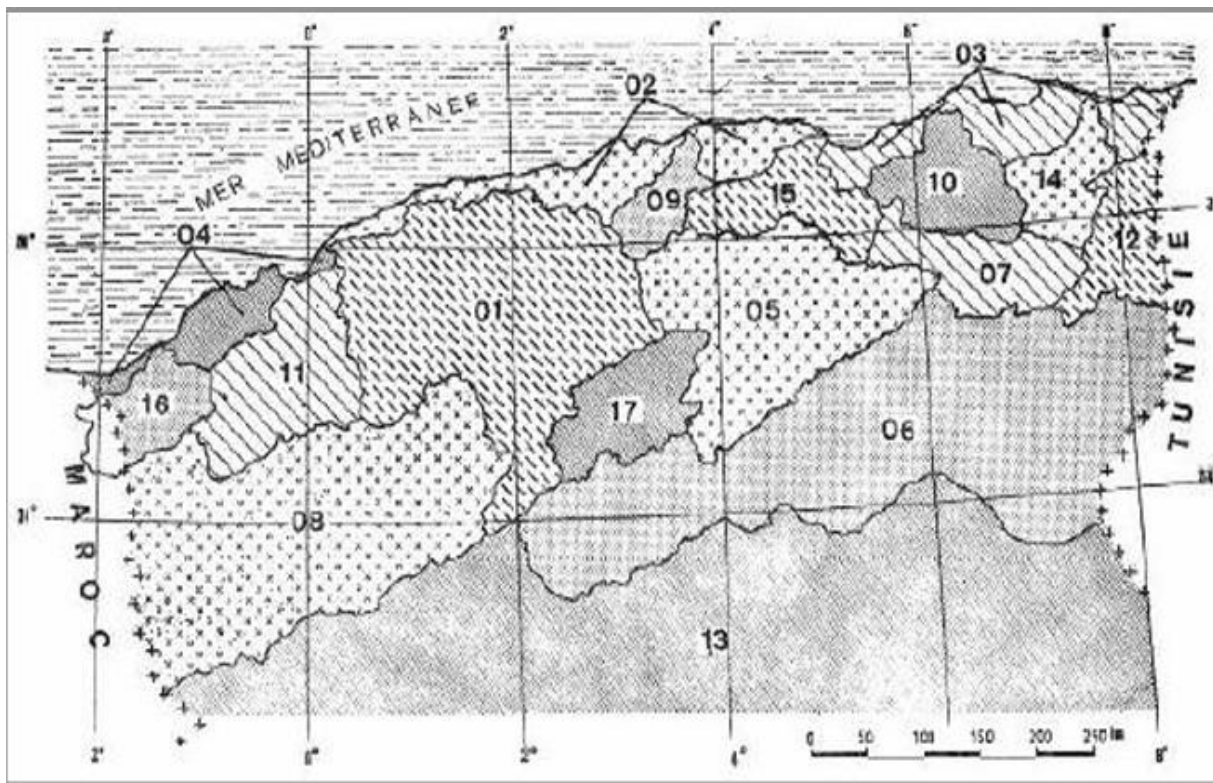


Figure III-7 : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie.

III.4.1.3. Formule de FULLER 2

$$Q_{max} = \frac{4}{3} \times \frac{N}{100} \times S^{0.8} \times (1 + C \times \log T) \quad (III-27)$$

- Q_{max} : Débit maximum de la crue en (m^3/s) ;

- T : Périodes de retour en (ans) ;
- S : Surface du bassin versant en (Km²) ;
- C : Paramètre régional dépendant du climat. Dans notre cas C = 0,8 (voir le tableau (25)) ;
- N : Paramètre régional dépendant du relief. Dans notre cas N = 85 (voir le tableau (III-15)).

Tableau III-14 : Paramètre régional du climat variant tabulé.

Valeur de C	Région
0,7 à 0,8	Humide
0,8 à 2	Aride
3 à 3,5	Oued Saharien

Tableau III-15 : Paramètre régional du relief variant tabulé.

Valeur de N	Région
80	Plaine
85	Reliefs accidenté
100	Montagne

III.4.1.4. Formule de MYER

Elle est indépendante des pluies donc elle ne permet pas un dimensionnement économique.

$$Q_{max} = 10 \times S^{0.5} \quad (III-28)$$

- Q_{max} : Débit maximum de la crue en (m³/s) ;
- S : Surface du bassin versant en (Km²).

III.4.1.5. Formule de POSSENTI

Elle se présente comme suit :

$$Q_{max} = \frac{\mu \times S \times P_{j,max}}{L_p} \quad (III-29)$$

- Q_{max} : Débit maximum de la crue en (m³/s) ;
- μ : Coefficient variant de 700 à 800, pour notre cas il est égale à 750 ;
- S : Surface du bassin versant en (Km²) ;
- L_p : Longueur du talweg principal en (Km) ;
- $P_{j,max}$: Pluie maximale journalière fréquentielle donnée en (m).

Les débits de crues des différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III-16 : Résultats de calcul des débits de crues pour différentes périodes de retour.

Période de retour	2	5	10	25	50	100
Pluies journalières max. fréq. $P_{j,max}\%$	31.5	41.1	47.1	56	60.1	65.4
P_{tc} (Pluie pendant le temps de concentration) (mm)	9.66	12.604	14.444	17.173	18.43	20.056
Q_{max} MYER (m^3/s)	9.83					
Q_{max} MAILLET-GAUTHIER (m^3/s)	10.14	13.29	15.24	17.50	19.02	20.44
Q_{max} POSSENTI (m^3/s)	12.11	15.80	18.10	21.53	23.10	25.14
Q_{max} FULLER 2 (m^3/s)	5.06	6.35	7.34	8.63	9.62	10.60
Q_{max} Rationnelle (m^3/s)	10.57	13.80	15.81	18.80	20.18	21.96

Les débits de crue calculés par les différentes formules empiriques pour la période de retour centennal, ont donnés des valeurs comprises entre 9.83 et 25.14 m^3/s , on adopte le débit de 25 m^3/s .

III.4.2. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue présente la forme générale d'une courbe en cloche dissymétrique que l'on divise en quatre parties : tarissement (avant la pluie nette), crue, décrue et tarissement (après le traitement hydro pluviométrique étudiée). [20]

- ❖ **Méthode de SOKOLOVSKY** : la forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée est définie par :

$$Q_m = Q_{max} \times \left(\frac{t}{t_m} \right)^m \quad (III-30)$$

Pour : $0 \leq t \leq t_m$.

Et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_d = Q_{max} \times \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^n \quad (III-31)$$

Pour : $t_m \leq t \leq t_b$.

Où :

- Q_m : Débit instantané au moment de la montée en (m^3/s) ;
- Q_d : Débit instantané au moment de la décrue en (m^3/s) ;
- Q_{max} : Débit maximum de crue (de pointe) en (m^3/s) ;
- m : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales $m = 2$;
- n : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales $n = 3$;
- t_m : Temps de montée en (h);
- t_d : Temps de décrue en (h);
- t_b : Temps de base en (h)

Pour les petits bassins versants SOKOLOVSKY préconise ceci :

$$t_m = t_c$$

$$t_b = t_m * t_d$$

$$t_d = y * t_m$$

y : Dépend de la capacité de régulation du bassin, pour les petits bassins peu perméables on prend y=2.

Donc :

$$t_m = t_c$$

$$t_b = 3 * t_d$$

$$t_d = 2 * t_m$$

Tableau III-17 : Temps de montée, temps de décrue et temps de base du B.V El Adjiba.

Temps de la crue (h)	
Temps de montée (tm)	0.53
Temps de décrue (td)	1.06
Temps de base (tb)	1.59

Pour construire l'hydrogramme des crues du bassin versant El Adjiba, on a utilisé les valeurs de débit maximum de POSSENTI correspondant respectivement à des périodes de retour 2 ans, 5 ans, 10 ans, 25 ans, 50 ans, et 100 ans. Les résultats obtenus sont exposés dans le tableau ci-après :

Tableau III-18 : Débit des crues pour les différentes périodes de retour.

Q _{max} (m ³ /s)	12.11	15.80	18.10	21.53	23.10	25.14
Temps (h)	2 ans	5 ans	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
0.1	0.43	0.56	0.64	0.77	0.82	0.89
0.2	1.72	2.25	2.58	3.07	3.29	3.58
0.3	3.88	5.06	5.80	6.90	7.40	8.05
0.4	6.90	9.00	10.31	12.26	13.16	14.32
0.5	10.78	14.06	16.11	19.16	20.56	22.37
0.53	12.11	15.80	18.10	21.53	23.10	25.14
0.6	10.17	13.27	15.20	18.08	19.40	21.11
0.7	7.41	9.67	11.08	13.18	14.14	15.39
0.8	5.21	6.79	7.78	9.26	9.93	10.81
0.9	3.49	4.55	5.21	6.20	6.65	7.24
1.0	2.20	2.87	3.28	3.90	4.19	4.56
1.1	1.27	1.66	1.90	2.26	2.42	2.64
1.2	0.65	0.85	0.97	1.16	1.24	1.35
1.3	0.27	0.36	0.41	0.49	0.52	0.57
1.4	0.08	0.11	0.12	0.14	0.16	0.17
1.5	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02
1.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

L'hydrogramme de crue est représenté dans la figure ci-après :

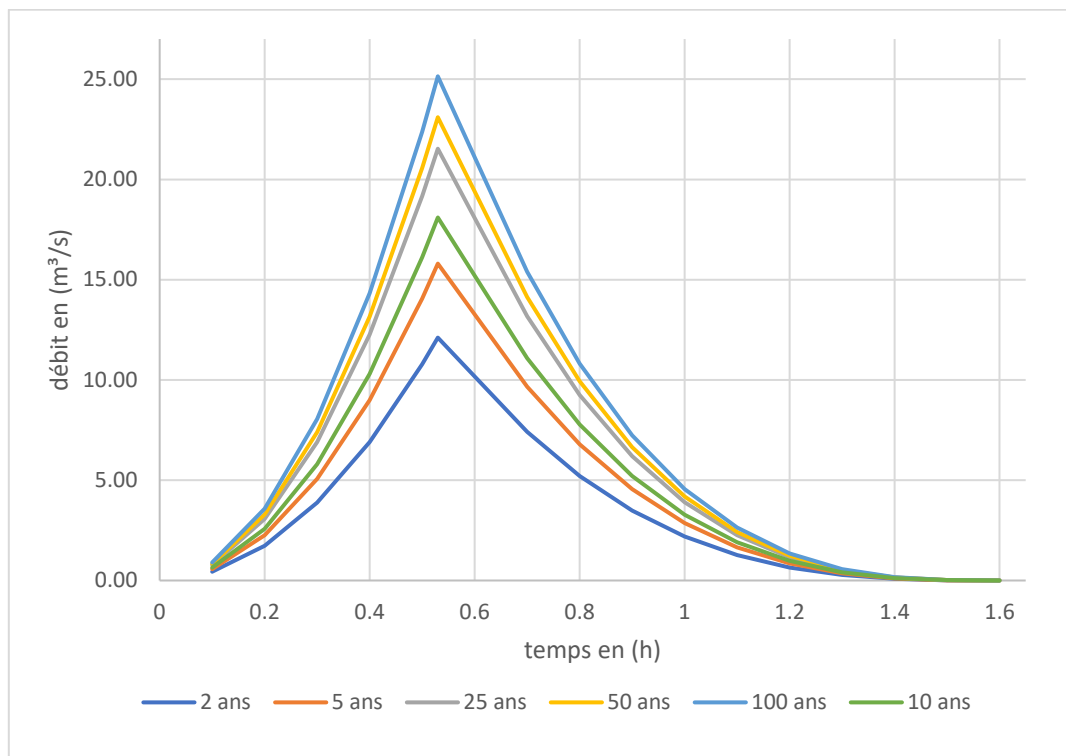


Figure III-8 : Hydrogramme de crue.

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on s'est intéressé à la détermination d'un modèle fréquentiel capable de rendre compte du régime des pluies journalières maximales de la station de El Asnam. Dans l'ensemble les modèles de distribution usuels utilisés pour l'ajustement des pluies journalières maximales à savoir : Gumbel et Galton, ont donné des résultats satisfaisants. Les principaux résultats ont montré que les différentes hypothèses d'application de l'analyse fréquentielle ont été vérifiées. D'après les résultats du critère visuel graphique, du test de χ^2 et des critères d'Akaike et bayésien, il en ressort que la série de pluies journalières maximales de la station El Asnam suit préférentiellement la loi de Galton. L'application de l'analyse fréquentielle aux pluies extrêmes permet de déterminer des quantiles selon les périodes de retour ainsi l'obtention de leurs débits de pointe. Ces quantiles servent entre autres au bon dimensionnement des ouvrages hydrauliques afin d'assurer une protection contre les débordements et, éventuellement les inondations.

A decorative horizontal scroll border with ornate, curved ends on the left and right sides, framing the chapter title.

CHAPITRE IV

DIAGNOSTIC, SIMULATION ET CALCULS HYDRAULIQUES

IV.1. Introduction :

A base des données recueillies et lors de la visite de terrain, nous avons dressé un diagnostic du ponceau et de la canalisation.

La simulation de l'écoulement de l'eau dans la canalisation est faite à l'aide du logiciel HEC-RAS. L'étude hydraulique sans aménagement vise à comprendre le comportement d'ouvrage de franchissement, notamment son interaction avec les crues, en particulier les crues centennales. L'objectif est de déterminer la zone à risque de débordement en utilisant les résultats de simulation HEC-RAS et de proposer la variante d'aménagement.

IV.2. Les ouvrages de franchissement

Les ouvrages de franchissement sont des constructions spécialement conçues pour permettre aux routes de traverser des obstacles naturels ou des infrastructures existantes, ce qui simplifie les déplacements d'un endroit à un autre. Le pont, le tunnel, le dalot, la buse sont des exemples de ces ouvrages de franchissement. Parmi ces ouvrages on s'intéresse au ponceau [13].

IV.2.1. Le ponceau

Les ponceaux sont des ouvrages aménagés sur un cours d'eau en vue d'en permettre le franchissement tout en assurant le libre écoulement des eaux. La section d'écoulement est habituellement constituée d'une conduite fermée de forme circulaire, rectangulaire, acquée ou en arche, installé sous un remblai [13].



Photo IV-1 : Ponceau de forme circulaire.

IV.3 L'état naturel de la zone

D'après notre diagnostic on a constaté que :

- La canalisation débute à partir de la région Semmache vers Hagui.
- La pente en amont est forte et quasiment faible en aval ;
- La présence de la végétation dans les canaux ;
- Des constructions à proximité de la canalisation ;

- Des dépôts de différentes natures au niveau des canaux et de ponceau.



Photo IV-2 : *Caniveau Obturé par dépôts de Végétation à l'amont de dalot.*



Photo IV-3 : *Caniveau Obturé par dépôts de terre et Végétation à l'amont de dalot.*



Photo IV-4 : Des dépôts de différentes natures.

Les images ci-après montrent l'emplacement des structures existantes sur le levé topographique de « Semmache » (l'amont) et « Hagui » (l'aval) à l'état naturel.

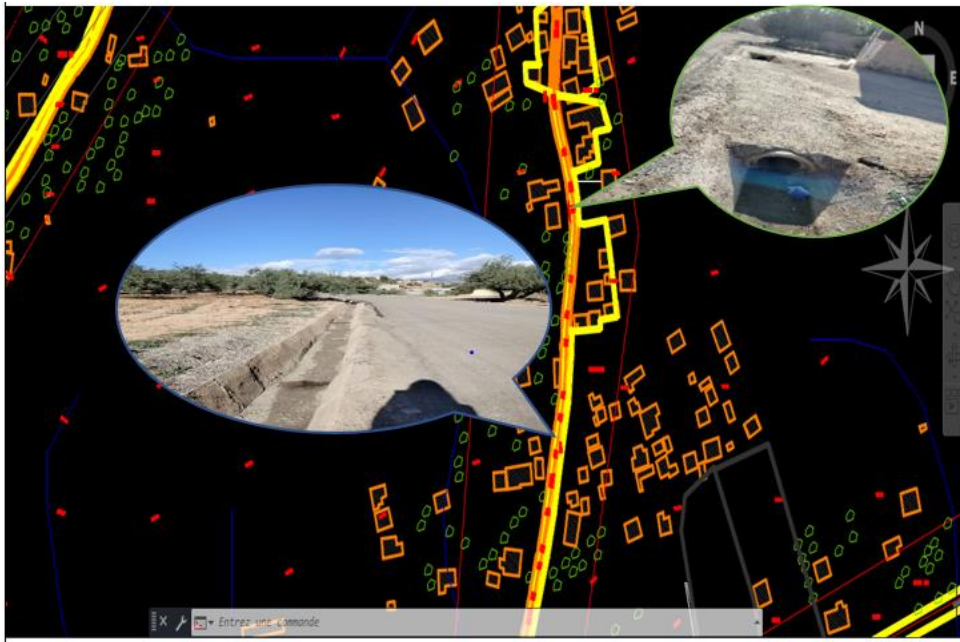


Figure IV-1 : Plan topographique de la canalisation avec photos montrant les ouvrages.

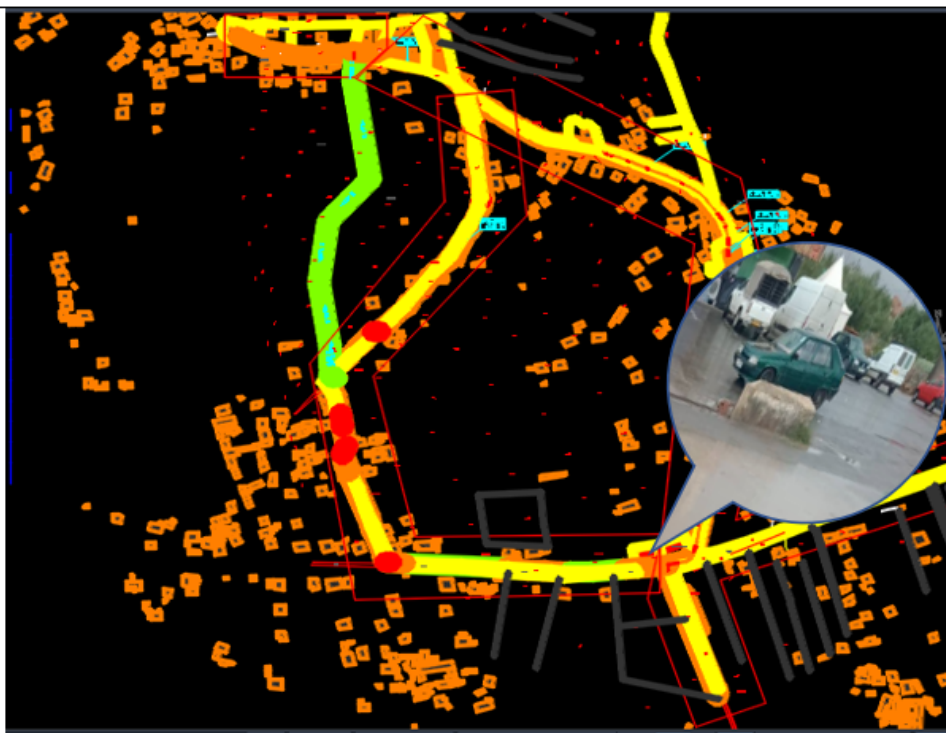


Figure IV-2 : plan topographique de réseau de drainage.

IV.4. Généralité sur les écoulements à surface libre

Les écoulements à surface libre sont observés dans des situations où la gravité joue un rôle prédominant, tels que les rivières, les canaux ...etc. Dans ces cas, la surface libre du fluide

s'ajuste naturellement en réponse aux forces gravitationnelles et aux conditions environnementales [21].

IV.4.1. Canaux

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. On distingue deux types de canaux :

- a) **Canaux naturels** : Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières et fleuves. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent.
- b) **Canaux artificiels** : Les canaux artificiels sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières, l'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes.

IV.4.2. Géométrie des canaux

Les grandeurs géométriques les plus utilisées qui permettant de caractériser l'écoulement sont :

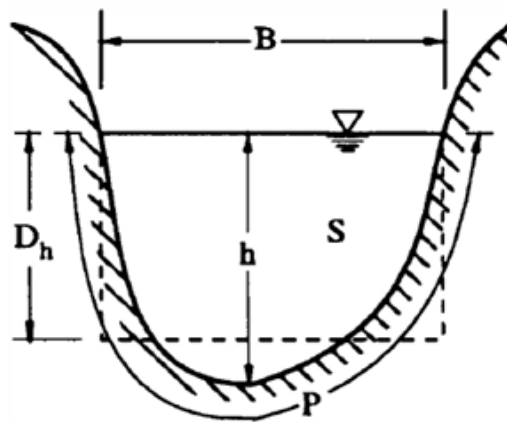


Figure IV-3 : Différents paramètres d'un écoulement dans une section.

- La section transversale d'un canal est la section plane normale à la direction de l'écoulement ;
- La surface mouillée, S , est la portion de la section occupée par le fluide dans la section du canal ;
- Un canal dont la section, la pente et la rugosité ne varient pas suivant le sens de l'écoulement est appelé canal prismatique (les caractéristiques hydrauliques peuvent varier) ;

- Le périmètre mouillé, P , est formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et les parois de la section (la largeur de la surface libre n'entre pas en compte) ;
- Le rayon hydraulique est donné par : $R_h = \frac{S}{P}$;
- La largeur superficielle ou largeur au miroir, B , est la largeur du canal au niveau de la surface libre : $B = \frac{dS}{dh}$;
- La hauteur d'eau h en (m) ;
- La profondeur hydraulique est donnée par : $D_h = \frac{S}{B}$;
- La pente, I , varie environ de quelque % ;
- La position du centre de gravité Y_G par rapport à la surface libre.

IV.4.3. Types d'écoulement

On définit les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

a) Variabilité dans le temps :

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Le mouvement est non-permanent dans le cas contraire.

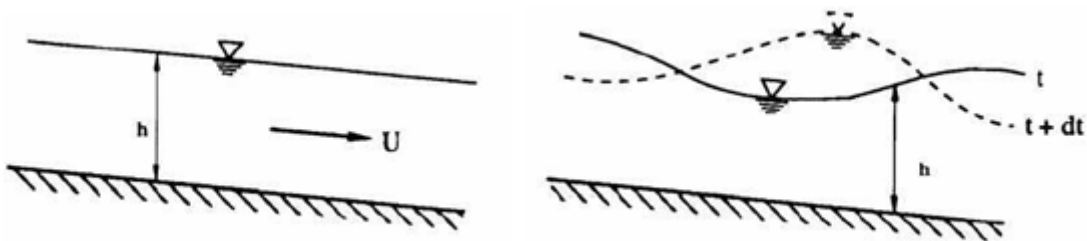


Figure IV-4 : Schéma de l'écoulement permanent et non permanent

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent

b) Variabilité dans l'espace

La figure ci-après illustre une synthèse des différents types d'écoulement considérés par rapport à une variabilité dans l'espace, à savoir :

Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.

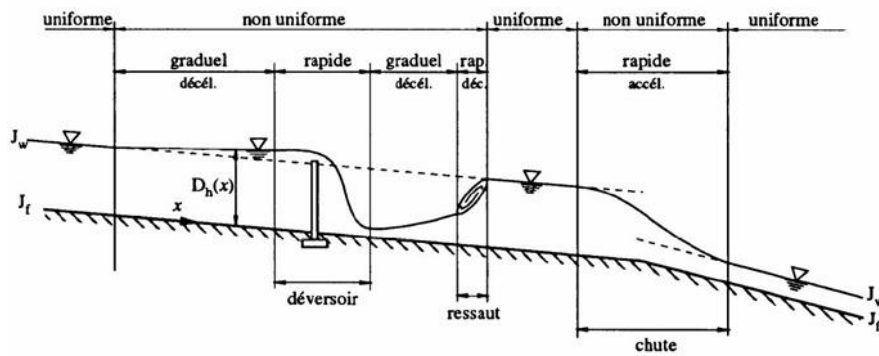


Figure IV-5 : Schéma des différents régimes d'écoulement à surface libre

- Le mouvement est non-uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre. La pente de la surface libre diffère de celle du fond ;
- Un écoulement non-uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement ;
- Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre ;
- Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités ;
- Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque ;

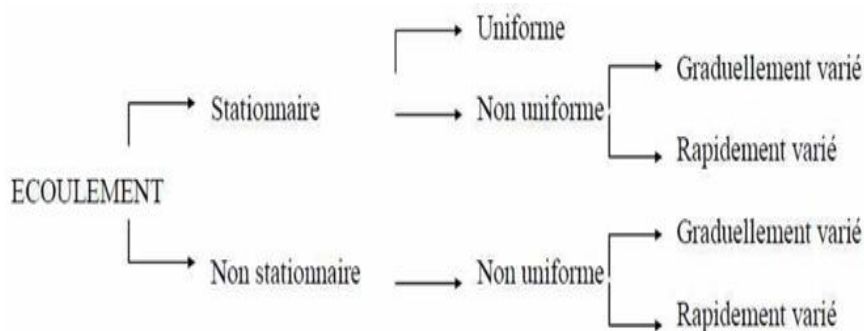


Figure IV-6 : Schéma synthèse des différents régimes d'écoulement à surface libre.

IV.4.4. Régime d'écoulement

Le régime d'écoulement se réfère au comportement global d'un fluide lorsqu'il s'écoule à travers un canal, une conduite ou tout autre système de transport. Il décrit la manière dont le fluide se déplace et interagit avec son environnement en fonction de la vitesse de l'écoulement, de la viscosité du fluide et de la géométrie du système.

a) Nombre de Froude

Le nombre de Froude est défini comme le rapport entre la vitesse d'un fluide et la vitesse de propagation des ondes de surface générées par le fluide. Il est calculé comme suit :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g * D_h}} \quad (IV-14)$$

- F_r : Nombre de Froude adimensionnel ;
- v : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- D_h : Profondeur hydraulique $D_h = \frac{S}{B}$ (m).

Le classement des écoulements est comme suit :

- Écoulement fluvial : $Fr < 1$ et $h > h_c$;
- Écoulement critique : $Fr = 1$ et $h = h_c$;
- Écoulement torrentiel : $Fr > 1$ et $h < h_c$.

b) Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds caractérise la turbulence. C'est le rapport entre les forces d'inerties et les forces de viscosité. Dans le cas des écoulements en rivière Re est donné par :

$$R_e = \frac{4 * R_h * U}{\nu} \quad (IV-15)$$

- Re : Nombre de Reynolds adimensionnel ;
- U : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- R_h : Rayon hydraulique (m) ;
- ν : viscosité cinématique (m^2/s).

Dans les écoulements à surface libre, le régime visqueux existe pour des valeurs du nombre de Reynolds inférieur à 500. Ce régime ne se produit que dans des canaux extrêmement petits ($\approx mm$) ou avec des vitesses très faibles ($\approx mm/s$). Dans ce cas, ces applications techniques s'imitent presque exclusivement à la théorie du graissage.

Dans le cas des écoulements en charge on a :

- Écoulement laminaire : $Re < 2000$;
- Écoulement Transitoire : $2000 < Re < 4000$;
- Écoulement turbulent : $Re > 4000$.

c) Relation de Chezy

L'équation de Chezy est une relation empirique utilisée pour estimer la vitesse d'écoulement d'un fluide dans un canal à section ouverte, elle s'écrit comme suite :

$$V = c * \sqrt{R_h * I} \quad (IV-16)$$

- V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- C : Coefficient de résistance selon Chezy en ($m^{0.5}/s$) ;
- R_h : Rayon hydraulique en (m) ;
- I : Pente en (m/m).

d) Relation de Manning

L'équation de Manning est une relation empirique utilisée pour calculer la vitesse d'écoulement d'un fluide dans un canal à section ouverte dont le régime est permanent, elle s'écrit comme suit :

$$C = \frac{\alpha * R_h^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (IV-17)$$

- C : Coefficient de résistance selon Chezy en (m^{0.5}/s) ;
- α : Coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxons ;
- R_h : Rayon hydraulique en (m) ;
- n : Coefficient de frottement de Manning.

e) Équation de Manning - Strickler

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = K_s * R_h^{\frac{2}{3}} \quad (IV-18)$$

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- K_s : Coefficient de Manning-Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements à surface libre (m^{1/3}/s) ;
- R_h : Rayon hydraulique (m) ;
- I : Pente de canal (m/m).

IV.5. Modélisation hydraulique avec HEC-RAS :

La modélisation hydraulique est une approche utilisée pour simuler et analyser le comportement des écoulements d'eau dans des systèmes hydraulique, tels que les cours d'eau, les réseaux de canalisation, les systèmes d'irrigations et les systèmes de drainage. Dans le cas de cette étude, le logiciel HEC-RAS est utilisé pour modéliser l'entrée et la propagation de l'eau au niveau de ponceau [21].

IV.6. Présentation du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers - River Analysis System) est un logiciel de modélisation hydraulique mis en place par le ministère américain de la défense en 1995. La version 6.2 est utilisée dans le cadre de ce travail. Elle permet à l'utilisateur de mettre en place des simulations en une ou deux dimensions, en régime stationnaire ou transitoire, d'évaluer la qualité et la température des eaux et de faire des calculs de transport de sédiments [21].

IV.6.1. Équations utilisées par le logiciel HEC-RAS :

$$H_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} = H_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} + \Delta H \quad (IV-6)$$

- H_1, H_2 : Profondeurs de l'eau au niveau des sections 01 et 02 en (m) ;
- Z_1, Z_2 : Côtes du canal principal en (m) ;
- α_1, α_2 : Coefficients de pondération de la vitesse ;
- V_1, V_2 : Vitesses moyennes sur les sections (Débit total / Section mouillée) en (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²) ;
- ΔH : Perte de charge en (m). La perte d'énergie ΔH entre deux sections liées aux frottements et celles liées à la contraction ou l'expansion du lit, elle est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H = L \times \overline{S_f} + C \left[\frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} - \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} \right] \quad (IV-7)$$

- L : Distance entre les deux profils en (m) ;
- $\overline{S_f}$: Pente de la ligne d'énergie (pente de frottement) en (m/m) ;
- C : Coefficient d'expansion ou de contraction ;
- α_1, α_2 : Coefficients de pondération de la vitesse ;
- V_1, V_2 : Vitesses moyennes sur les sections (Débit total / Section mouillée) en (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).

La figure ci-après illustre l'apport de chaque terme de l'équation.

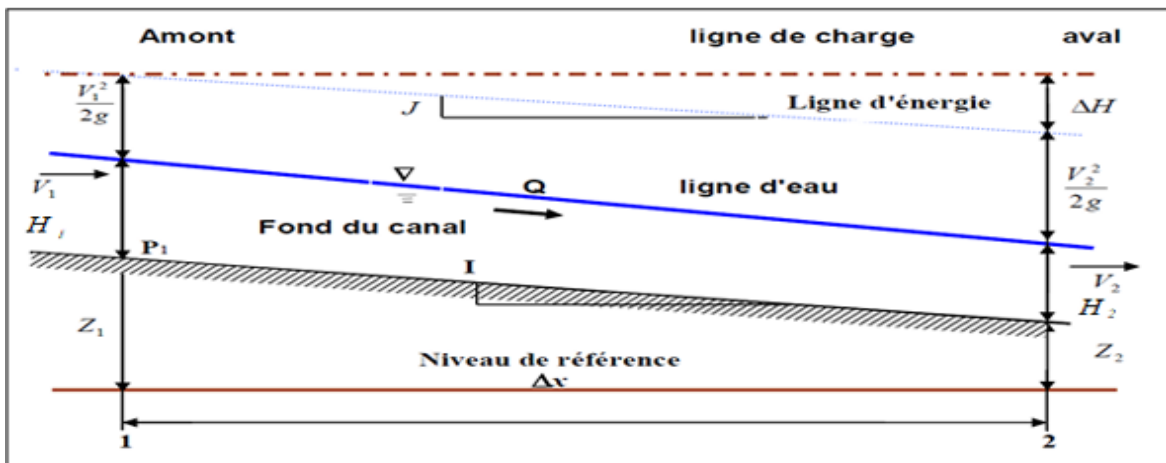


Figure IV-7 : Conservation de la charge entre deux points.

IV.6.2. Subdivision d'une section en travers pour le calcul du débit

La détermination du transport total et du coefficient de vitesse pour une section de calcul, exige que l'écoulement soit subdivisé en unités pour lesquelles la vitesse est uniformément distribuée. L'approche utilisée dans HEC-RAS est de subdiviser l'écoulement dans les surfaces des rives en utilisant les points d'arrêt des valeurs de la rugosité "n" comme base de la subdivision (endroits où est observé le changement des valeurs du coefficient de rugosité n) comme le montre la figure ci-après. Le flux est calculé dans chaque subdivision en fonction de "n" (équation de Manning) sous la forme suivante :

$$Q = K \times I^{\frac{1}{2}} \quad (IV-8)$$

$$K = \frac{1}{n} \times S \times R_h^{\frac{2}{3}} \quad (IV-9)$$

- Q : Débit du cours d'eau en (m³/s) ;
- K : Flux pour la subdivision en (m³/s) ;
- I : Pente en (m/m) ;
- n : Coefficient de rugosité de Manning pour une subdivision ;
- S : Surface d'écoulement pour une subdivision en (m²) ;
- R_h : Rayon hydraulique pour une subdivision (surface mouillée / périmètre mouillé) en (m).

Le programme cumule tous les débits dans les rives pour obtenir un flux pour la rive gauche et la rive droite. Le débit total d'une section de calcul est obtenu en additionnant les trois débits des trois subdivisions gauches, canal et droite (K_{LOB}, K_{CH}, K_{ROB}).

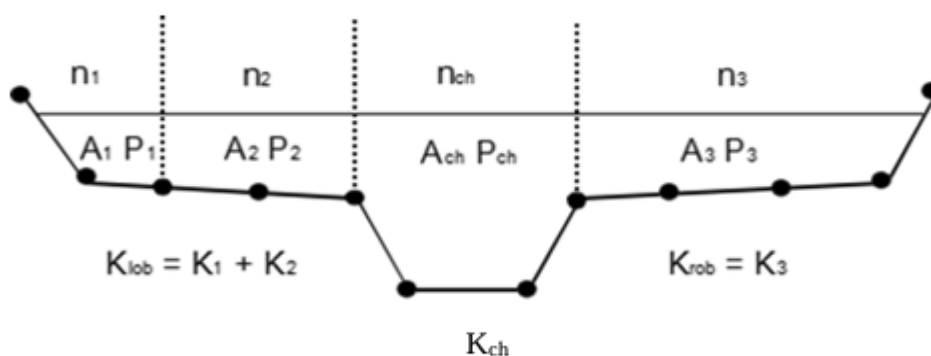


Figure IV-8: Méthode de subdivision du débit par le modèle HEC-RAS.

IV.6.3. Mode de fonctionnement de HEC-RAS

HEC-RAS est un logiciel de modélisation et simulation qui contient un ensemble de fichiers

que l'on nomme projet, ils sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau, dans lequel on introduit les informations nécessaires pour la simulation telles que :

- a) **Données géométriques** (relatives à chaque section) : Profil en travers : Il est défini par une série de couples distance-altitude (X-Y) qui représentent la géométrie du cours d'eau le long de différentes sections transversales. Les distances entre la section courante et la section suivante le long des trois axes principaux : rive gauche, rive droite et axe du lit mineur.
- b) **Coefficients de rugosité** (relatifs à chaque section) : Coefficient de rugosité du lit majeur et lit mineur : Il représente la rugosité de la surface des deux lits du cours d'eau, généralement exprimée sous forme de coefficient de Manning.
- c) **Coordonnées des limites du lit principal** (relatives à chaque section) : Coordonnées dans le plan "X" : Elles indiquent les coordonnées dans le plan horizontal des limites gauche et droite du lit principal (mineur) de la rivière. Ces coordonnées définissent la largeur du lit à chaque section transversale.
- d) **Coefficients de contraction et d'expansion** (relatifs à chaque section) : Coefficient de contraction : Il représente le changement de section transversale entre deux sections adjacentes, généralement causé par un rétrécissement de la rivière. Coefficient d'expansion : Il représente le changement de section transversale entre deux sections adjacentes, généralement causé par un élargissement de la rivière.
- e) **Données hydrométriques** : Telles que le débit et les conditions aux limites, ainsi que les conditions et les résultats de simulation.

IV.7. Démarche de la modélisation

La démarche de modélisation contient huit étapes [20].

a) Modélisation de la géométrie :

Dans le cas de notre étude on a utilisé le module CIVIL 3D du logiciel AutoCAD qui a une conjonction avec HEC-RAS pour faciliter la création du modèle géométrique de la rivière. Après avoir exporté le MNT du logiciel CIVIL 3D vers le logiciel HEC-RAS, on crée les sections géométriques sur le module RAS-Mapper de ce dernier.

L'ensemble des tâches nécessaires pour obtenir la géométrie illustrée dans la figure ci-avant, est comme suit :

- Exportation du fichier texte (.txt) contenant les point topographiques (X, Y et Z) vers le logiciel COVADIS.
- Détermination de l'axe de cours d'eau et les berges droite et gauche à l'aide du logiciel COVADIS en exploitant les points topographiques (X, Y et Z).
- Création des axes représentant le cours d'eau et les berges gauche et droite en suivant les points topographiques à l'aide de l'outil création d'axe avec le logiciel CIVIL 3D.

- Tabulation des axes créés et constitution des profils en travers représentatifs d'une largeur variée à l'aide de l'outil tabulation sur CIVIL 3D.
- Exportation des axes tabulés vers HEC- RAS sous forme d'un fichier (.géo) inclus les paramètres suivants : Le fichier point (Distance, Altitude) de chaque section en travers. Les trois distances principales à la section (Axe, berges gauche, droite). Les deux distances (Axe - Berge gauche et Axe - Berge droite).

poin huegui final - Bloc-notes

Fichier	Edition	Format	Affichage	Aide
P.128	603880.4167		4023379.777	457.1
P.129	603815.9524		4023392.945	457.32
P.13	603612.7737		4023417.814	465.43
P.125	603876.6967		4023385.734	456.81
P.126	603881.5039		4023384.798	456.71
P.127	603881.6316		4023383.822	456.95
P.130	603794.3912		4023393.077	457.61
P.134	603819.0437		4023390.124	457.56
P.135	603823.4394		4023385.97	455.49
P.136	603812.4431		4023391.13	456.99
P.131	603804.6658		4023393.478	457.69
P.132	603807.2679		4023392.595	457.3
P.133	603811.7315		4023389.755	457.05
P.116	603823.0912		4023400.774	458.28
P.117	603835.3079		4023394.258	457.21
P.118	603846.3082		4023391.335	457.41
P.113	603833.7666		4023413.117	460.81
P.114	603836.2524		4023410.89	460.75
P.115	603822.4329		4023400.964	458.19
P.119	603848.6155		4023391.445	457.21
P.122	603863.2299		4023388.051	457.08
P.123	603870.3284		4023386.425	457.23
P.124	603870.5163		4023387.321	457.45
P.12	603598.1523		4023425.754	466.67

Figure IV-9 : Visualisation des points x, y et z.

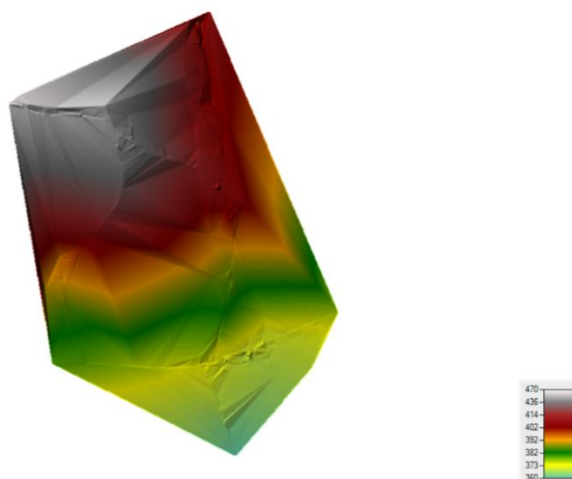


Figure IV-10: Visualisation du terrain naturel, du CE sur RAS Mapper.

Après les étapes mentionner précédemment vient celle de la création d'un nouveau projet ".prj" sur HEC-RAS .

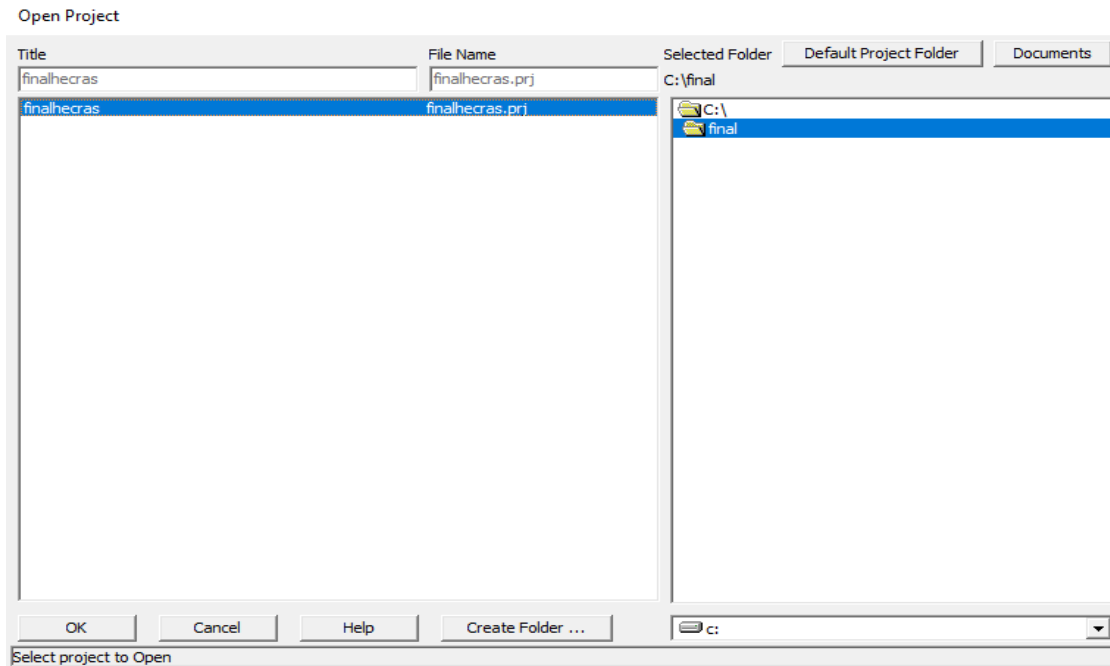


Figure IV-11: Création d'un nouveau projet.

Création des « river stations » sur RAS-Mapper.

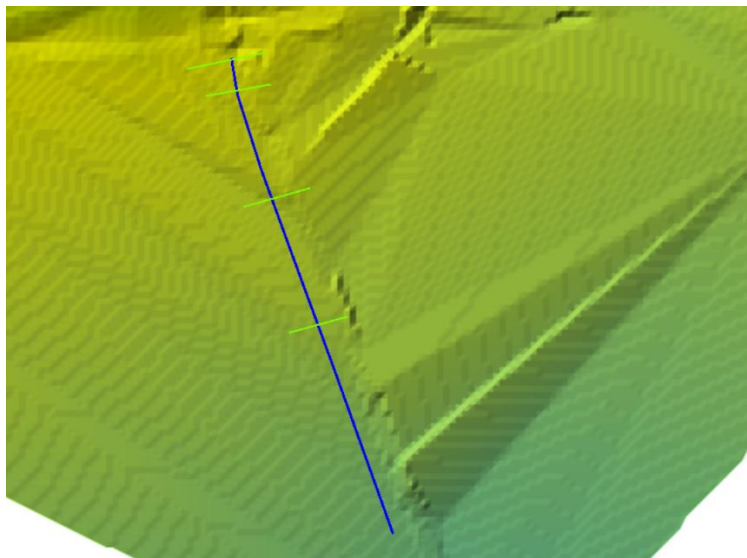


Figure IV-12: Création des « river et cross section stations » sur RAS-Mapper.

Créer ou ouvrir ou importer une géométrie Data, dans notre cas c'est l'importation de la géométrie.

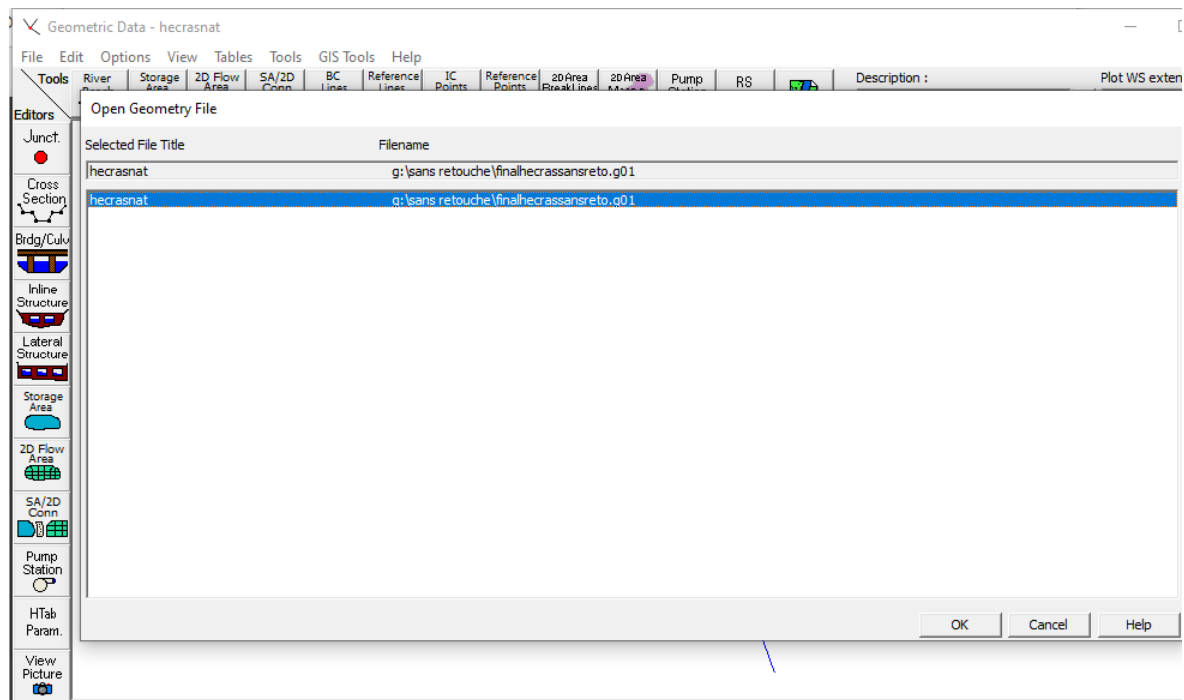


Figure IV-13: Ouverture de fichier HEC-RAS.

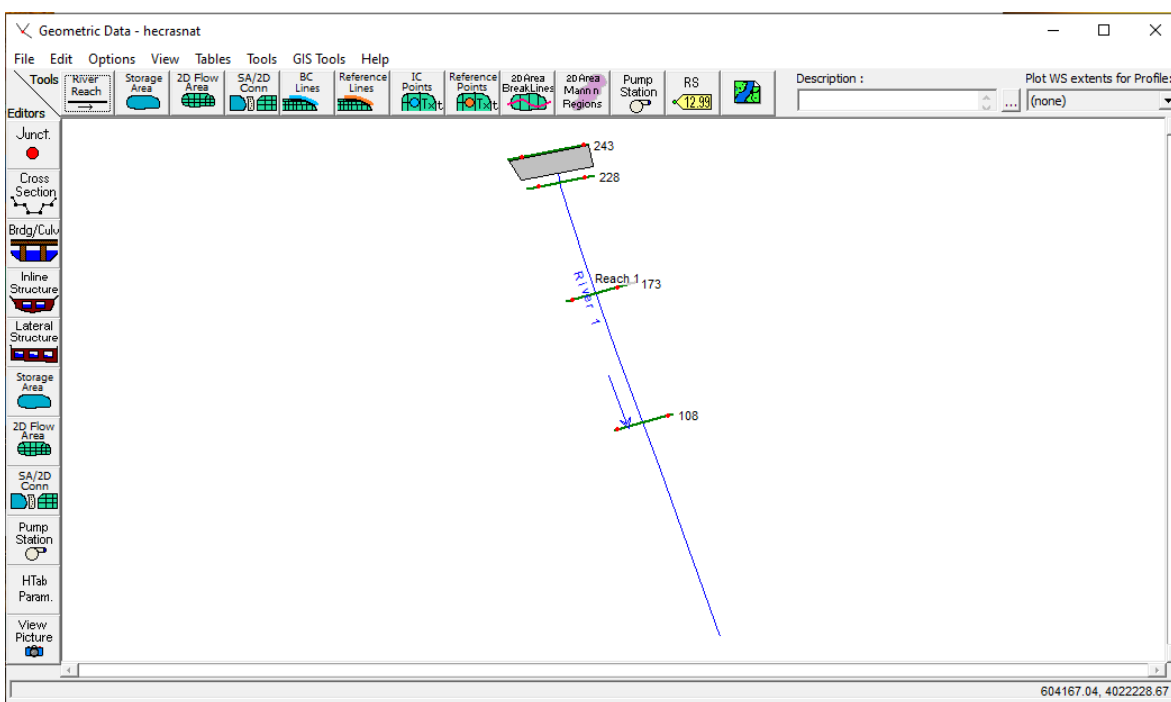


Figure IV-14: Fenêtre « Geometric Data » (donnée géométrique).

Vérifier et analyser la géométrie du cross section.

b) Choix du coefficient de frottement

Les valeurs du coefficient de frottement (Manning) de notre cours d'eau ont été fixées selon la nature du canal et le matériau qui constitue ce canal 0.013 pour le béton brut.

Tableau IV-1: Valeurs estimées pour le coefficient de Manning Strickler en fonction de la nature des parois.

Nature des parois	n (Manning) (s /m ^{1/3})	Ks (Strickler) (m ^{1/3} /s)
Béton lisse	0.011 à 0.013	77 à 91
Béton brut	0.013 à 0.016	62 à 77
Canal en terre, non enherbé	0.017	60
Canal en terre, enherbé	0.02	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	0.025 à 0.029	35 à 40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	0.033	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	0.067 à 0.1	10 à 15
Lit majeur en prairie	0.033 à 0.05	20 à 30
Lit majeur en vigne ou taillis	0.067 à 0.1	10 à 15
Lit majeur urbanisé	0.067 à 0.1	10 à 15

Pour notre cas on a opté pour $n=0.013$ car c'est un béton ordinaire(brut).

c) Modélisation des ouvrages

À l'aide du modèle HEC-RAS, on ajoute l'ouvrage existant qui franchissent le CE (un ponceau pour la route W98).

Dans HEC-RAS, nous suivons les étapes suivantes :

- Dans la fenêtre « Geometric Data », on clique sur la commande « Bridge Culvert Data » ;
- Une fenêtre s'ouvrira pour spécifier les données de l'ouvrage ;
- Une fois qu'on a saisi les données nécessaires, on aura l'ouvrage dans le modèle HEC-RAS.

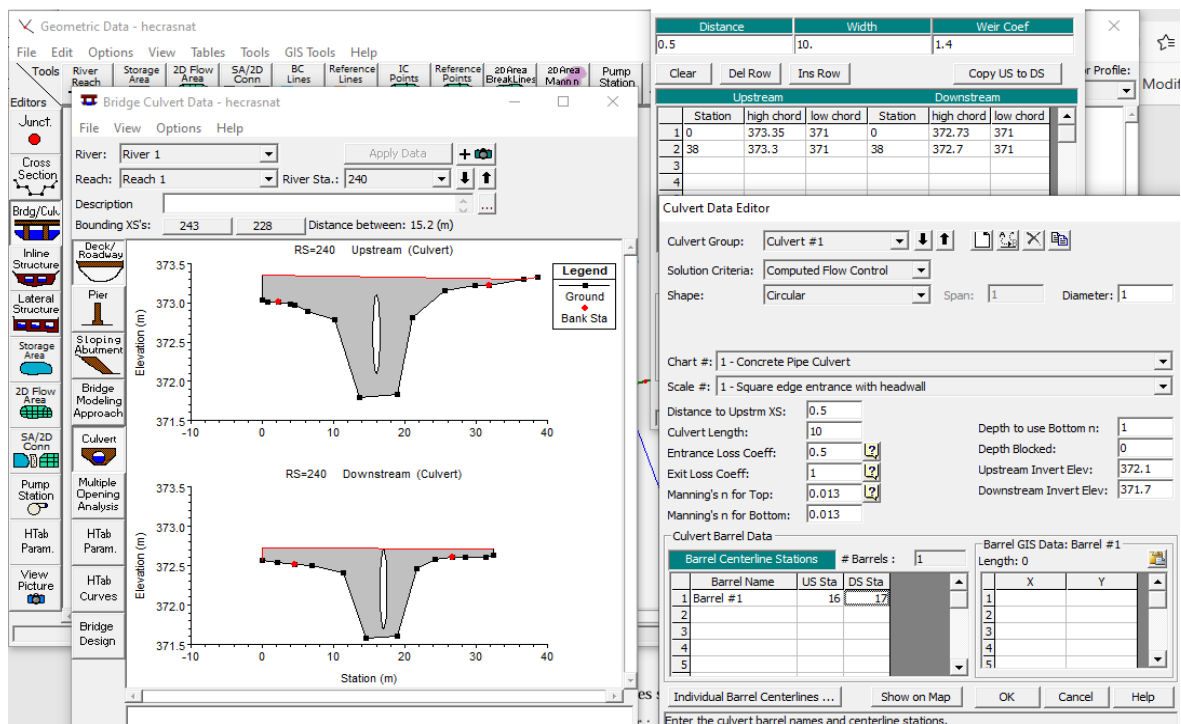


Figure IV-15: Visualisation du la section de ponceau.

d) Modélisation de l'écoulement

La modélisation de l'écoulement consiste à introduire les données suivantes :

- Le débit maximum pour différentes périodes de retour ;
- Les conditions aux limites de l'écoulement.

Insertion des débits calculés par la formule de POSSENTI dans le chapitre précédent pour les six (06) périodes de retour.

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates					
River	Reach	RS	2 ans	5 ans	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
1 River 1	Reach 1	243	12.11	15.8	18.1	21.53	23.1	25.14

Figure IV-16: Données du débit pour les six (06) périodes de retours.

Pour les conditions aux limites on choisit la pente critique en amont et en aval pour tous les profils.

Selected Boundary Condition Locations and Types				
River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
River 1	Reach 1	all	Critical Depth	Critical Depth

Figure IV-17 : Présentation des conditions aux limites.

e) La simulation

Dans la simulation il est important de choisir le type de régime d'écoulement, pour notre cas on spécifie un régime mixte et on lance la simulation.

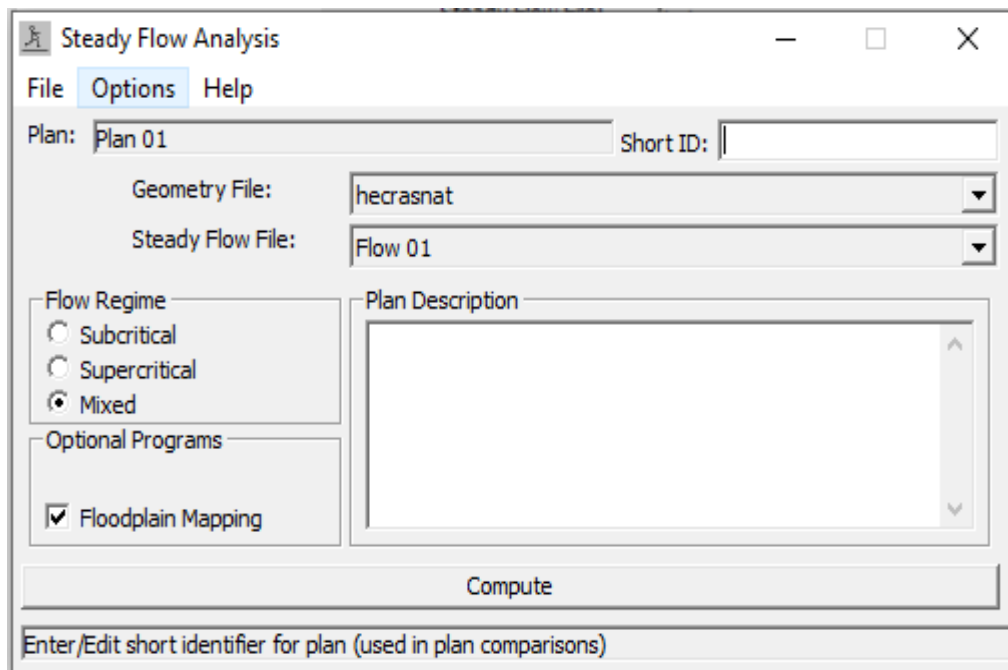


Figure IV-18 : Choix du régime d'écoulement et simulation pour le régime mixte.

f) Visualisation des résultats

La dernière étape de ce travail consiste à visualiser les résultats de calcul générés par le logiciel HEC RAS sous forme de graphique et/ou de tableaux, spécifiquement pour chaque tronçon de cours d'eau et de ponceau.

❖ Résultat de simulation des profils en travers à l'état naturel (Avant l'aménagement).

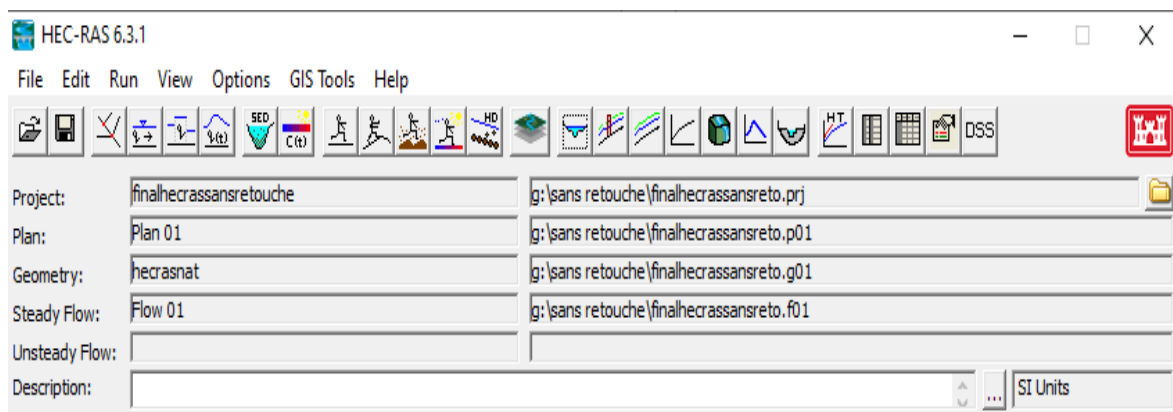


Figure IV-19 : Fenêtre principale du HEC-RAS et visualisation des coupes transversales.

La figure montre un exemple du profil en travers sur HEC-RAS.

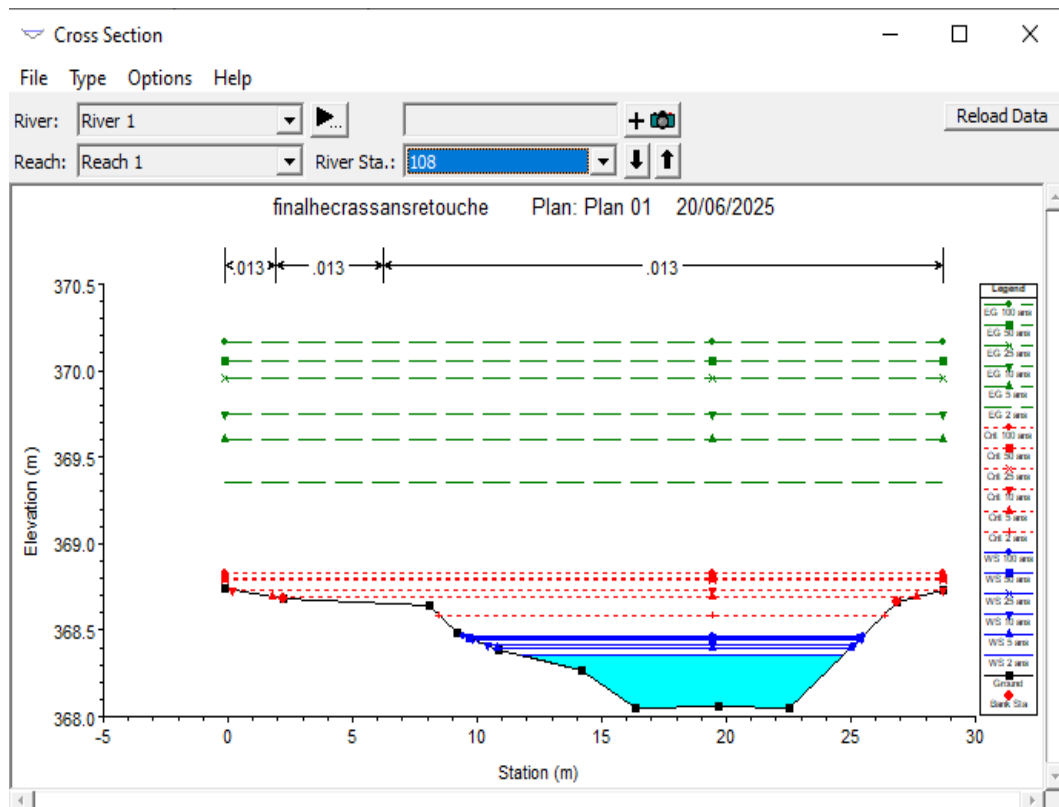


Figure IV-20 : Exemple pour la visualisation des résultats de la simulation pour une section transversale de canal.

- ❖ Résultat de simulation des profils en long à l'état naturel (Avant l'aménagement) :

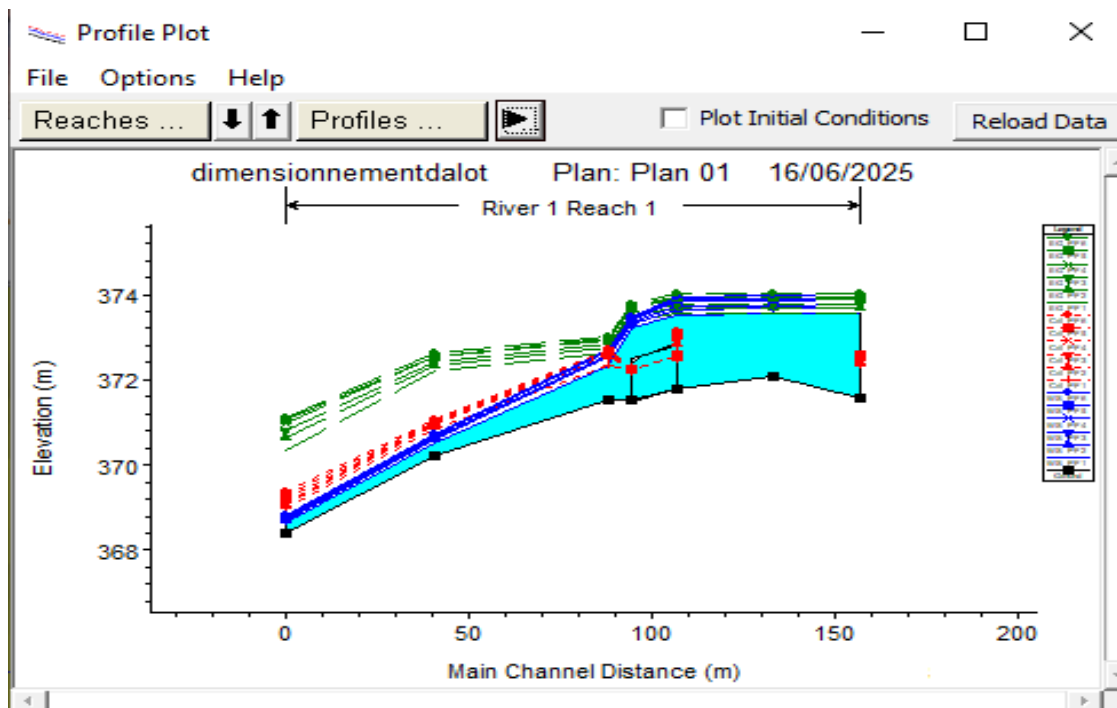


Figure IV-21 : Les profils en long sur hecras.

❖ Visualisation en 3D de la simulation par le logiciel HEC-RAS :
La figure (IV-22) illustre la vue en 3D du dalot et visualisation des zones inondables.

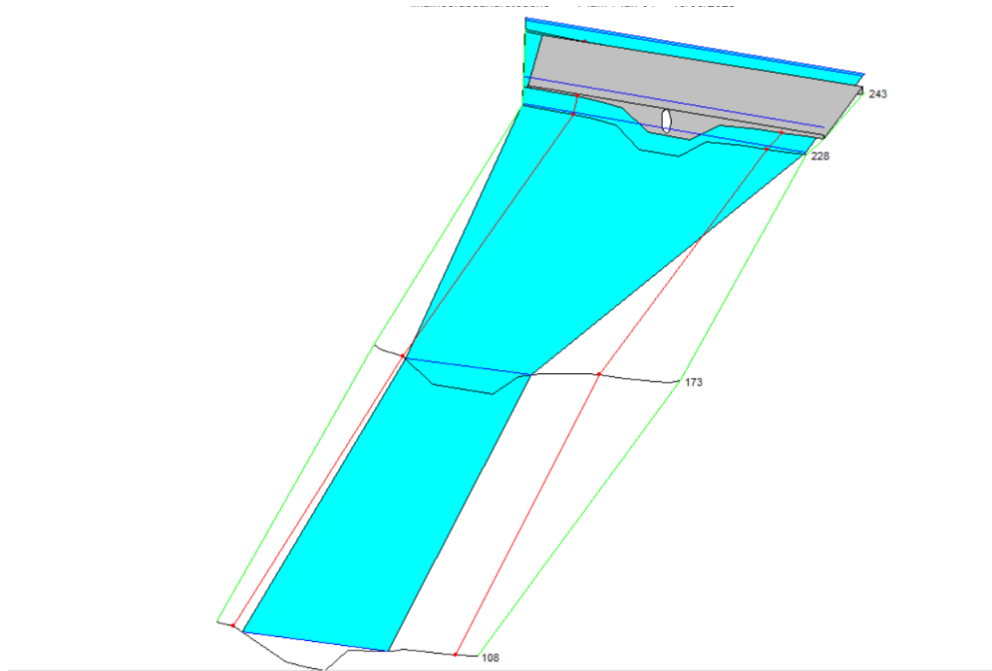


Figure IV-22 : Visualisation en 3D du ponceau et des zones inondables pour la crue centennale.

g) Vérification des sections hydrauliques des ouvrages traversés :

À partir des résultats de la simulation par le modèle HEC-RAS, on déduit que les sections des ouvrages et le ponceau sont exposées aux inondations.



Figure IV-23 : Les zones inondées lors de la simulation.

h) Résultat de simulation

- Le débit de la crue en $[m^3/s]$;
- La hauteur du radier en $[m]$;
- La hauteur de la ligne d'eau en $[m]$;
- La hauteur de la ligne critique en $[m]$;

- La hauteur de la ligne d'énergie en [m] ;
- La pente de la ligne d'énergie en [m/m] ;
- La vitesse d'écoulement en [m/s] ;
- La surface mouillée en [m²] ;
- Le périmètre mouillé en [m] ;
- Le nombre de Froude.

Les résultats sont donnés sous forme de tableaux récapitulatifs des paramètres hydrauliques pour chaque station du cours d'eau étudié (voir tableau IV-4).

Nous abordons la conception d'un canal hydraulique visant à prévenir les débordements à partir de ponceau qui est exposé aux risques de crues centennales.

IV.8. Dimensionnement hydraulique et variantes d'aménagement

Après avoir localisé une grande partie de la zone « Hagui » à risques d'inondations générées par la crue centennale. Cette partie sera consacrée au dimensionnement hydraulique du canal et ponceau avant (état naturel) et après le redimensionnement qui devra mettre fin aux débordements au niveau de cette zone qui pourraient envahir la région. [21]

IV.9. Éléments géométriques :

Les principaux éléments géométriques pour quatre (04) différents types de sections de canaux sont regroupés dans le tableau suivant :

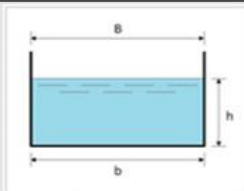
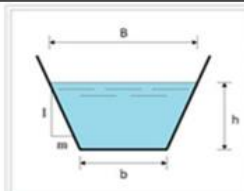
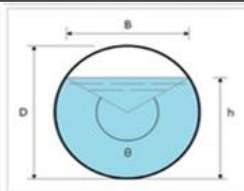
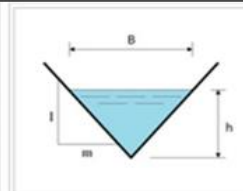
				
	Rectangle	Trapèze	Cercle	Triangle
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$2 \times mh$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$m \times h^2$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1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

Figure IV-24 : Éléments géométriques de quelques sections de canaux.

Les paramètres géométriques des différentes sections de la canalisation sont extraits à partir d'HEC-RAS à l'état naturel dont leurs formes étant trapézoïdale comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Géométrie à l'état naturel à partir de HEC-RAS.

	Longueur(h) (m)	Largeur (b) (m)	Pente(I) (m)
Section 1	1.49	5.42	0.0010
Section 2	1.02	4.53	0.0048
Section 3	1.46	6.64	0.0007
Section 4	1.41	4.23	0.0019

IV.10. Calcul hydraulique des paramètres d'écoulement :

IV.10.1. Calcul de la section à l'état naturel :

Il est important de noter que le choix de la forme optimale dépend des conditions spécifiques du projet, y compris le type de sol, la topographie, les contraintes environnementales et les exigences hydrauliques.

Les formules utilisées au tableau ci-dessous se réfèrent au tableau de la figure (IV-24).

Tableau IV-3 : Sections trapézoïdales avec pente à l'état naturel.

Résultats	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
h	1.49	1.02	1.46	1.41
b	5.42	4.53	6.64	4.23
B	7.14	5.71	8.32	5.86
S	9.36	5.22	10.92	7.11
P	8.86	6.89	10.01	7.49
Rh	1.06	0.76	1.09	0.95
n	0.01	0.01	0.01	0.01
k_s	76.92	76.92	76.92	76.92
Flux (k)	746.4	334.0	890.7	528.6
I	0.001	0.006	0.001	0.002
V	2.69	4.82	2.30	3.54
Q	23.10	23.10	23.10	23.10
Fr	0.83	1.75	0.70	1.15

Cette méthode permet de voir la géométrie des sections à l'état naturel en prenant en compte les contraintes géométriques tel que la pente.

IV.10.2. Section la plus avantageuse :

Pour redimensionner un canal on opte pour la méthode de la section la plus avantageuse et La formule utilisée pour le dimensionnement des canaux est celle de Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad (IV-19)$$

- n : Coefficient de rugosité de Manning pour une subdivision ;
- R_h : Rayon hydraulique ;
- S_m : Section mouillée [m^2] ;
- I : Pente de canal [m/m].

D'où le Rayon hydraulique et la Section et le périmètre mouillée et se calculent comme suit :

$$R_h = \frac{S_m}{p_m} \quad (IV-20)$$

- S_m : Section mouillée [m^2] ;
- P_m : Périmètre mouillé [m] ;

$$S_m = h \times b + m \times h^2 \quad (IV-21)$$

$$P_m = b + 2 \times h \sqrt{1 + m^2} \quad (IV-22)$$

- b : Largeur au radier [m] ;
- h : Profondeur hydraulique [m] ;
- m : Fruit du talus du canal, pour notre cas on prend $m=0.577$

Les résultats de différents calculs des sections trapézoïdales sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

Tableau IV-4 : Sections trapézoïdales en béton avec la profondeur corrigée de 2 à 3 mètres

Résultats après le redimensionnement	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
h (m)	3	3	2	2
b (m)	3.47	3.47	2.31	2.31
B (m)	6.93	6.93	4.62	4.62
S_m (m^2)	15.59	15.59	6.93	6.93
P_m (m)	10.39	10.39	6.93	6.93
R_h (m)	1.5	1.5	1	1
n	0.013	0.013	0.013	0.013
k	76.92	76.92	76.92	76.92
I (m/m)	0.0003	0.0002	0.0019	0.0019
v (m/s)	1.61	1.48	3.33	3.33
Q (m^3/s)	25.14	23.1	23.1	23.1
Fr	0.42	0.38	1.05	1.05

IV.11. Choix de la variante d'aménagement :

La hauteur des berges du canal doit être légèrement supérieure à la hauteur requise pour assurer une certaine capacité de transport et tenir compte des vagues et des perturbations de la surface de l'eau pour éviter les débordements. Donc, il faut toujours ajouter une revanche au tirant d'eau pour chaque section de calcul. [21]

Le tableau suivant nous donne la hauteur de la revanche en fonction du débit de conception.

Tableau IV-5 : Franc-bord suggéré (Revanche)

Débit m ³ /s	< 0.75	0.75 à 1.5	1.5 à 85	>85
Revanche (m)	0.45	0.60	0.75	0.90

IV.12. Conclusion

Le redimensionnement des ouvrages d'aménagement se fait par le dernier résultat obtenu par le débit de crue centennale 25.14 m³/s. Cette étude a été menée afin de choisir la meilleure conception d'ouvrage hydraulique.

L'étude de redimensionnement des ouvrages au niveau de la zone « Hagui » vise à assurer la protection contre les crues et les inondations. Après avoir utilisé l'outil RAS-Mapper pour simuler avec les conditions hydrauliques, il a été constaté que le tronçon du cours d'eau, présente un risque d'inondation et de débordement pour les deux rives, et ça nécessite un aménagement afin d'améliorer leur capacité hydraulique.

La solution retenue consiste à augmenter la profondeur du canal et augmenter le diamètre du dalot jusqu'à 3m pour qu'il puisse évacuer le débit estimé.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Cette étude a pour objet, l'étude du réaménagement hydraulique pour la zone de « Hagui » afin de prévenir les inondations probables dans la région étudiée.

La première étape c'est la collecte et la reconstitution de maximum de données nécessaires.

Le bassin versant « Semmache » a une superficie d'environ 0.967 km² et un relief moyen accidenté. D'après l'analyse du drainage on distingue que le réseau hydrographique de la zone d'étude est hiérarchisé en quatre (04) ordres, son temps de concentration est de 0.53 h.

Pour l'analyse statistique des données pluviométriques nous avons appliqué l'ajustement avec deux lois (Gumbel et Galton) afin d'opter pour le meilleur ajustement (Galton).

Pour l'évaluation des risques d'inondation, nous avons calculé le débit de crue centennal qui est égale à 25.14 m³/s. Ce résultat nécessite le redimensionnement de ponceau existant sur la route W98.

A l'aide de l'outil RAS-Mapper du logiciel HEC-RAS on a déterminé les zones de débordement qui sont touchés par la crue centennal, dont la vitesse moyenne est de 3.34 m/s et, la surface mouillée moyenne du canal est de 8.15m².

Dans la dernière phase de cette étude, nous nous sommes concentrés sur le redimensionnement et l'aménagement du canal. Dans ce cas nous avons examiné et proposé d'augmenté la profondeur de la section de ponceau et de canal avec l'augmentation de diamètre du dalot. Après avoir effectué des vérifications approfondies des vitesses, et nombre de fraude, nous avons opté pour cette solution avec une correction de la profondeur et une augmentation de diamètre à 3m.

Cette variante a été choisie en raison de ses avantages potentiels en termes d'efficacité et de durabilité dans l'aménagement du canal. L'efficacité des solutions proposées dépend de la maintenance régulière de l'ouvrage, de la protection adéquate et de la sensibilisation des citoyens. Il est essentiel aux autorités publiques d'assurer un entretien continu de ces aménagements, de mettre en place des mesures de protection appropriées et de sensibiliser la population aux risques et aux mesures de prévention.



LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] CHABANE, R. et LABBAOUI, T. "ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA VILLE D'EL BAYADH (OUED DEFFA) ", Mémoire de Fin d'Etudes Master, Université Abderrahmane MIRA, Bejaia, Algérie, 2016.

[2] www.researchgate.com

[3] BOUDRAA. M. L, et BENZAOUI.A et BOUAMRANE .A. "UNE PREDECTIVE DES ZONES INONDABLES DE LA VILLE DE BEJAIA". ", Mémoire de Fin d'Etudes Master, Université Abderrahmane MIRA, Bejaia, Algérie : université KASDI MERBAH Ouargla, 2023.

[4] www.eaufrance.fr

[5] www.cypres.org

[6] S. LAHLAH, «Les inondations en Algérie, Actes des Journées Techniques/Risques Naturels :Inondation, Prévision, Protection/BATNA,» 2004.

[7] www.algérie-focus.com

[8] www.liberté-algérie.com

[9] www.elwatan-dz.com

[10] www.ebourse.dz

[11] www.thinkhazard.com

[12] Atyala.wordpress.com

[13] https://fr.wikipedia.org/wiki/El_Adjiba

[14] [Google Earth.](#)

[15] www.topographie-map.com

[16] <https://fr.climate-data.org/>

[17] professionnels.ofb.fr

[18] <https://epaga.aulne.bzh>

[19] https://physchileborgne.free.fr/cours/3.2.bassin_versant.pdf.

[20] RAHMANI, Y. et DRISSOU, L. "ÉTUDE D'AMÉNAGEMENT DE L'OUED IGHZER EL-HAKEM, COMMUNE D'AKBOU, WILAYA DE BEJAIA", Mémoire de Fin d'Etudes Master, Université Abderrahmane MIRA, Bejaia, Algérie, 2023.

[21] MAHTOUT, R. et AMRANI, T. " CONTRIBUTION A L'ETUDE D'AMENAGEMENT DE OUED TIFRIT, COMMUNE D'AKBOU, WILAYA DE BEJAIA", Mémoire de Fin d'Etudes Master, Université Abderrahmane MIRA, Bejaia, Algérie, 2022.

RÉSUMÉ

ملخص

تهدف دراسة الحماية من الفيضانات في سهل حقي الى حماية المنطقة وإعادة تجسيم المنشآت الهيدروليكية القائمة. تبدأ الدراسة بعرض عام للمنطقة، تليها دراسة مورفومترية للموقع واستخدام نظم المعلومات الجغرافية (SIG) من أجل تحديد الخصائص الهندسية للتضاريس. بعد ذلك يتم إجراء تحليل هيدرولوجي باستخدام برنامج **Hyfran** لتقدير تصريف الفيضان والتصرف الأقصى وتختتم العملية بتحديد المناطق المعرضة للفيضانات من خلال محاكاة هيدروليكية لشبكة التصريف في حالاته الطبيعية باستخدام برنامج **HECRAS**. أما إعادة تجسيم القنوات والمزارب، فقد تم اعتماد المقطع الأكثر كفاءة، مع مراعاة الجوانب البيئية لسهل حقي. **الكلمات المفتاحية:** الفيضانات، حقي، المنشآت الهيدروليكية، المزارب.

Résumé

L'étude anti inondation de la plaine Hagui a pour but la protection de la zone et le redimensionnement des ouvrages existants. L'exploitation débute par la présentation de la zone d'étude, suivie d'une étude morphométrique du site en utilisant le SIG afin de connaître les caractéristiques géométriques du terrain. Par la suite on lance l'analyse hydrologique à l'aide du logiciel Hyfran pour calculer le débit de crue et le débit de pointe. On termine par une localisation des zones de débordements grâce à une la simulation hydraulique de la canalisation à l'état naturel à l'aide de HECRAS. Pour redimensionner les canalisations et le dalot le calcul a été fait avec la section la plus avantageuse toute en respectant l'aspect environnementale de la plaine Hagui.

Mots clés : Anti-inondation, Hagui, Protection, ouvrages, Étude morphométrique, SIG, Étude hydrologique, Hyfran , Débit de crue, débit de pointe, débordements, HEC-RAS , Simulation , canalisation, Redimensionnement, Section plus avantageuse.

Abstract

The flood mitigation study of the Hagui plain aims to ensure the protection of the area and the resizing of existing hydraulic structures.

The study begins with a presentation of the study area, followed by a morphometric analysis of the site using SIG in order to determine the geometric characteristics of the terrain.

Subsequently, a hydrological analysis is conducted using the Hyfran software to estimate the flood discharge and peak flow.

The process concludes with the delineation of flood-prone areas through a hydraulic simulation of the drainage network in its natural state, performed using HEC-RAS.

The resizing of the pipelines and the culvert was carried out based on the most efficient cross-section, while ensuring compliance with the environmental constraints of the Hagui plain.

Keys words : protection, Hyfran, flow, culvert , cross-section, Hagui.

Agzul

Iswi Amenzu n tezrawt-agi da 3iwed n waddad n terga n waman n hagi , Lajiba, Bwira akken ad nesaħbiber yef temnađt d yimdanen izedyən dina akken ur ten-tawi ara tħemmalt. Tazrawt Ad tebdu s usegzi n wamek id-teđđaru tħemmalt. Syin akin ad nessenked adeg d usuffey n tulmisin d yibennan n waman yella-n dina s useqdec n wallal ney urtib (SIG). Syin tettwasekcem umezzi n waman yer (HYFRAN) I wakken ad nessiweđ ad nezzer aceħħal n waman i kecmen s dixel n tzawt ni. yer tagarra nessaweđ ad naf tıfırat I wulmen I tħemmalt s useqdec n wallal (HEC-RAS).

Awalen n tsarut : hagi , SIG, tazrawt n waman, HEC-RAS, tahħemmalt.