



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

MEDJEK Said

TIZI Nourddine

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

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

ÉTUDE D'AMENAGEMENT D'OUED EL KSEUR W.BEJAIA.

Soutenu le **26/06/2016** devant le jury composé de :

- Président :

-ALLOUACHE A.

- Promoteurs :

- AMIROUCHE M.

- BENDAHMANE I.

- Examineur :

- IKNI T.



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

MEDJEK Said

TIZI Nourddine

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

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

ÉTUDE D'AMENAGEMENT D'OUED EL KSEUR W.BEJAIA.

Soutenu le **26/06/2016** devant le jury composé de :

- Président :

-ALLOUACHE A.

- Promoteurs :

- AMIROUCHE M.

- BENDAHMANE I.

- Examineur :

- IKNI T.

REMERCIEMENT

Tout d'abord, j'adresse mon grand amour à mes parents ; mon père pour son sacrifice, ma mère pour sa tendresse, c'est grâce à leur amour et leurs sacrifices que ce mémoire a été mené à bonne fin. Mon plus grand souhait dans cette vie, c'est de les voir toujours à côté de moi, en bonne santé, heureux et que la paix soit avec eux.

*Ensuite, je tiens à remercier très vivement mes promoteurs Mr. **AMIROUCHE Mokran** et Mr. **BENDAHMANE Ibrahim**, qui malgré les prérogatives qui sont siennes, ont accepté sans réserve, de diriger mon travail. Ils s'y sont grandement impliqués par leurs directives, leurs remarques et suggestions, mais aussi par leurs encouragements dans les moments clés de son élaboration.*

Puis, je remercie les membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger mon travail de fin d'étude.

*Mes sincères remerciements vont à mon ami et binôme **MEDJEK. Saïd**, qui a accepté de partager avec moi cette superbe expérience.*

Après, mes remerciements vont également à l'ensemble de mes enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

Et en fin, je remercie tous ceux qui de près ou de loin qui m'ont soutenu ainsi leur présence dans ma vie : Nabil, Youva, Houcin, Ghilas, Walam, Sadi, Hemza, Said, Hanane, Lynda.

TIJ NOURDINE

Remerciements

Arrivé au terme de ce projet, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont soutenu et aidé, et sans lesquels ce travail n'aurait pas été réalisé.

*En premier lieu je voudrais remercier, ma chère **maman** qui a sacrifié toute sa vie pour faire de moi ce que je suis celle qui me donne le courage et de la volonté a continuer..., mon **père** qui a été toujours mon repère et qui a sacrifié tous ses énergies pour s'assurer que je ne manque de rien.*

Je remercie également mon frère et mes sœurs pour leurs soutiens sans failles.

*Je souhaite surtout remercier ma chère femme, **ROZA** qui a été toujours là pour moi pendant les moments difficiles et qui ne cesse d'illuminer ma vie par son amour et son soutien inconditionnel, merci pour tout.*

Un grand merci à tous mes enseignants du département hydraulique, ainsi tous ceux qui ont contribué à ma formation.

*J'exprime ma gratitude à mes encadreurs Mr **AMIROUCHE. M.** et Mr **BENDAHMANE I.** je le s remercie pour leur disponibilité et leurs judicieux conseils.*

Que Mesdames, Messieurs les membres du jury trouvent ici l'expression de ma reconnaissance pour avoir accepté de juger notre travail.

*Mes profonds remerciements adressés a mon ami, et partenaire dans ce mémoire, **Tizi Nourddine**, qui a accepté qu'on réalise ensemble cette magnifique expérience.*

*A mon cousin **SAID** et sa femme, qui ont été toujours la pour moi, merci pour tous ...*

*Enfinement j'exprime ma reconnaissance à tous mes chers amis pour leur présence dans ma vie, et tous leurs soutiens,: **Nourddine, Youva, Hamza, Rachid, Mehdi, Karim, Yacine, Samira, Madjid, Samir, Salim, Ali ...***

MEDJEK Said

Juin 2016

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Introduction	2
I.1.Situation géographique.....	2
I.2. Situation climatique.....	3
I.2.1. Pluviométrie.....	3
I.2.2. Insolation	4
I.2.3. Taux d'humidité	5
I.2.4. Les vents	6
I.3. Situation géologique.....	7
I.4. Relief	8
I.5. Situation économique	8
I.6. Caractéristiques démographiques.....	8
I.7. Caractéristiques hydrographiques	9
I.8. Inondations	10
I.8.2. La gestion des risques d'inondations.....	11
I.8.3. La réduction de la vulnérabilité.....	11
I.8.4. Les inondations en Algérie	11
Conclusion.....	12

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	13
II.1.Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	13
II.1.1.Définition du bassin versant.....	13
II.1.2.Morphométrie	14
II.1.2.1.La surface	14
II.1.2.2.Le périmètre	14
II.1.2.3.L'indice de compacité ou de Gravelius K_c	14
II.1.2.4.Le rectangle équivalent	14
II.1.3. Le relief.....	15
II.1.3.1.Répartition des surfaces et courbes hypsométriques :.....	16
II.1.3.2.Répartition altimétrique et courbes hypsométriques du bassin versant	17
II.1.3.3.Répartition altimétrique et courbes hypsométriques des sous bassins versants.....	18

Sommaire

II.1.3.4. Les altitudes caractéristiques.....	20
II.1.3.5. Indice de pente globale I_g	20
II.1.3.6. Pente moyenne des sous bassins (I_m)	21
II.1.3.7. Dénivelée spécifique (D_s)	21
II.2. Caractéristiques du réseau hydrographique.....	22
II.2.1. Hiérarchisation du réseau	22
II.2.2. Densité de drainage.....	22
II.2.3. La pente moyenne du cours d'eau principal	23
II.2.4. Le temps de concentration	24
II.2.5. vitesse moyenne de ruissellement	25
II.3. Analyse des données pluviométriques.....	26
II.3.1. Pluie moyenne annuelle	26
II.3.2. Pluies maximales journalières.....	26
II.3.3. Les précipitations maximales journalières.....	27
II.3.4. Choix de la loi de l'ajustement	28
II.3.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	29
II.3.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	31
II.3.4.3. Comparaison entre deux lois d'ajustement	33
II.3.5. Pluies de courte durée	34
II.4. Les apports.....	37
II.4.1. Apports liquides	37
II.4.1.1. Apport moyen interannuel.....	37
II.4.2. Evaluation des apports solides	39
II.5. Etude de crues.....	40
II.5.1. Différentes méthodes d'évaluation des crues	40
II.5.2. Application sur les bassins versants.....	41
II.5.2.1. Formule de Giandotti	41
II.5.2.2. Formule Rationnelle.....	41
II.5.2.4. Formule de TURAZZA.....	42
II.5.3. Hydrogrammes de crues	43
Conclusion.....	47

Sommaire

Chapitre III : Modélisation et simulation des crues centennales avec le code HEC RAS

Introduction	48
III.1. Description du cours d'eau.....	48
III.1.1. Oued EL KSEUR.....	48
III.1.2. Oued KARICHI.....	48
III.1.3. Aperçu sur les ouvrages existants.....	49
III.2. Choix du modèle de simulation des crues.....	50
III.2.1. Justification du choix du modèle.....	50
III.3. Présentation du logiciel HEC RAS	50
III.3.1. Les équations utilisées par le logiciel	51
III.4. La banque de données nécessaire pour la modélisation avec HEC RAS.....	52
III.5. La démarche de la modélisation.....	53
III.5.1. Modélisation de la géométrie	53
III.5.1.1. Le choix de coefficient de frottement.....	56
III.5.2. Modélisation de l'écoulement	56
III.5.3. Lancement de la simulation.....	56
III.5.4. Visualisation des résultats	57
III.6. Délimitation des zones inondables.....	62
Conclusion.....	66

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des canaux drainant le bassin versant

Introduction	67
IV.1. Objectif d'aménagement.....	67
IV.2. Généralités sur les écoulements à surface libre	67
IV.2.1. Canal d'eau.....	67
IV.2.2. Différents types de canaux	67
IV.2.2.1. Les canaux naturels.....	67
IV.2.2.2. Les canaux artificiels	67
IV.2.3. Les caractéristiques géométriques des canaux.....	68
IV.2.4. Types d'écoulement dans les canaux	68
IV.2.4.1. Variabilité dans le temps	69
IV.2.4.2. Variabilité dans l'espace.....	69
IV.3. Régime d'écoulement	70
IV.4. Dimensionnement des canaux.....	70
IV.4.1. Les formules principales de calcul	71

Sommaire

IV.4.1.1. Formule de CHEZY	71
IV.4.2. Vitesse d'érosion	73
IV.5. Calcul des paramètres géométriques	73
IV.5.1. La profondeur normale h_n	73
IV.5.2. L'énergie spécifique H_s	73
IV.5.3. Le choix de la section de meilleure conductivité	74
IV.5.4. La profondeur critique h_{cr}	75
IV.5.4.1. Méthode graphique	75
IV.5.4.2. Méthode analytique d'AGROSKINE	75
IV.5.5. la ligne d'eau	76
IV.5.5.1. Equation de la surface libre de la ligne d'eau	76
IV.6. Calcul hydraulique des canaux projetés	77
IV.6.1. Premier tronçon	77
IV.6.1.1. La pente	77
IV.6.1.2. Le fruit du talus	77
IV.6.1.3. Rugosité	77
IV.6.1.4. La largeur du canal	77
IV.6.2. Deuxième tronçon	77
IV.6.2.1. La pente	77
IV.6.2.2. Le fruit du talus	77
IV.6.2.3. Rugosité	77
IV.6.2.4. La largeur du canal	77
IV.6.3. Troisième tronçon	78
IV.6.3.1. La pente	78
IV.6.3.2. Le fruit du talus	78
IV.6.3.3. Rugosité	78
IV.6.3.4. La largeur du canal	78
IV.7. Calcul hydraulique des paramètres de l'écoulement	78
IV.7.1. Premier tronçon	79
IV.7.2. Deuxième tronçon	82
IV.7.3. Troisième tronçon	84
IV.8. Travaux de terrassement	87
IV.9. Travaux de génie civil	87
IV.9.1. Estimation de Devis des travaux :	87
Conclusion	88
Conclusion générale	89

Liste des symboles

K_c : Indice de Gravelius

I_g : Indice de la pente globale (Km)

I_m : Intensité moyenne (mm/h)

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant

Δh : Hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt (mm)

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

α, x_0 : Coefficient d'ajustement

m : Numéro d'ordre

n : Taille de la série

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite de Gumbel

y : Variable de Gumbel pour une probabilité donnée

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de Gumbel

T : Période de retour (ans)

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm)

$P_{max,j}$: Précipitation maximale journalière (mm)

t : Durée de l'averse (h)

b : Exposant climatique de la région

s : Surface du sous bassin (km^2)

Q : Débit de dimensionnement (m^3/s)

L, B : Largeur au miroir (m)

b : Largeur du fond (m)

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans le canal (m/s)

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

$i(t, F)$: Intensité maximale de la pluie de durée t (mm)

R_h : Rayon hydraulique (m)

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

F : Nombre de Froude

Liste des symboles

h : Hauteur du canal (m)

P_m : Périmètre mouillé (m)

S_m : Section mouillée (m²)

n : Rugosité du canal

K_s : Coefficient de rugosité de *Strickler* (m^{1/3}.s⁻¹)

H_n : Hauteur normal (m)

H_c : Hauteur critique (m)

H_s : Hauteur de l'énergie spécifique (m)

J_e : Pente de la ligne d'eau.

Liste des figures

Figure (I.1) : Localisation de la commune d'ELKSEUR dans la wilaya de BEJAIA	2
Figure (I.2) : Valeurs moyennes mensuelles des précipitations d'EL KSEUR	4
Figure (I.3) : Valeurs moyennes mensuelles des températures d'EL KSEUR	4
Figure (I.4) : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporations	5
Figure (I.5) : Valeurs moyennes mensuelles d'évapotranspirations	6
Figure (I.6) : Carte géologique de la zone d'étude (Source : office national de la géologie) :	7
Figure(I.7) : Nombre d'habitants de la commune d'EL KSEUR	9
Figure(I.8) : Les cours d'eau qui drainent le bassin versant de la zone étudiée (Source :google earth) :	10
Figure (II.1) : Le bassin versant de la zone d'étude.....	13
Figure (II.2) : Le relief du bassin versant	16
Figure (II.3) : Courbe hypsométrique du bassin versant.....	17
Figure (II.4) : Courbe hypsométrique du sous bassin versant N°1	18
Figure (II.5) : Classification de Schum du réseau hydrographique	22
Figure (II.6) : Observation de sur papier de probabilité.	28
Figure (II.7) : Histogramme d'observations classées par valeur.	28
Figure (II.8) : Ajustement pas la loi de Gumbel	31
Figure (II.9) : Ajustement pas la loi de Galton	33
Figure (II.10) : Comparaison entre les deux lois d'ajustement.....	34
Figure (II.11) : Courbes des pluies fréquentielles.....	36
Figure (II.12) : Courbes intensité -durée -fréquence	36
Figure (II.13) : Hydrogramme de crue de SB1	45
Figure (II.14) : Hydrogramme de crue de SB2	46
Figure (II.15) : Hydrogramme de crue de BV	47
Figure (III.1) : Débordement d'oued Karichi sur la route reliant Berchiche et la RN 12.....	49
Figure (III.2) : Conservation de la charge entre deux sections	52
Figure (III.4) : Le maillage des tronçons du cours d'eau.....	53
Figure (III.5) : Les différentes étapes pour définir le tracé de notre cours d'eau	55
Figure (III.8) : Profil en long du premier tronçon à l'état naturel.....	57
Figure (III.9) : Profil en long du deuxième tronçon à l'état naturel	59

Liste des figures

Figure (III.10) : Visualisation en 3D des zones inondables pour la crue centennale du deuxième tronçon.....	60
Figure (III.11) : Profil en long du troisième tronçon à l'état naturel	61
Figure (III.12) : Visualisation en 3D des zones inondables pour la crue centennale du troisième tronçon	62
Figure (III.13) : les étapes à suivre pour la modélisation des zones inondables.....	63
Figure (III.15) : Exemple d'une section en travers de la zone inondée	63
Figure (III.16) : Illustration des zones inondables sur une carte google satellite avec RAS MAPPER.....	64
Figure (III.16) : Localisation des zones inondables de la ville d'El kseur suite à une crue centennale	65
Figure (IV.1) : Différentes caractéristiques géométriques du canal.....	68
Figure (IV.2) : Définition de la charge totale H et de la charge spécifique H_s	74
Figure (IV.3) : Profil en long du canal du premier tronçon	81
Figure (IV.4) : Profil en long du canal du deuxième tronçon.....	83
Figure (IV.5) : Illustration de l'écoulement dans le deuxième tronçon.....	83
Figure (IV.6) : Profil en long du canal du troisième tronçon.....	85
Figure (IV.7) : Dimensions du canal trapézoïdal en béton	85
Figure (IV.8) : Résultats de simulation d'une crue centennale avant l'aménagement (HEC RAS) :	86
Figure (IV.9) : Résultats de simulation d'une crue centennale après l'aménagement (HEC RAS)	86

Liste des tableaux

Tableau(I.1) : Caractéristiques des stations pluviométriques proche de la zone d'étude	3
Tableau (I.2) : Valeurs moyennes mensuelles des précipitations	3
Tableau(I.3) : Valeurs moyennes mensuelles des températures	4
Tableau (I.4) : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation	5
Tableau (I.5) : Valeurs moyenne mensuelles de l'évapotranspiration	6
Tableau (I.6) : Estimation de la population à l'horizon futur	8
Tableau(I.7) : Bilan dommageable des inondations par ordre chronologique	12
Tableau (II.1) : Les paramètres morphométriques des sous bassins	15
Tableau (II.2) : Répartition altimétrique du bassin versant	17
Tableau (II.3) : Répartition altimétrique du sous bassin versant N°1	18
Tableau (II.4) : Répartition altimétrique du sous bassin versant N°2	19
Tableau (II.5) : Les altitudes caractéristiques	20
Tableau (II.6) : Indice de pente global (I_g) :.....	21
Tableau (II.7) : Pente moyenne des sous bassins (I_m) :.....	21
Tableau (II.8) : Dénivelée spécifique (D_s) :.....	22
Tableau (II.9) : Densité de drainage pour chaque bassin versant (Dd) :.....	23
Tableau (II.10) : la pente moyenne du cours d'eau principale P_{moy}	24
Tableau (II.11) : Temps de concentration.....	24
Tableau (II.12) : Vitesse moyenne du ruissellement.....	25
Tableau (II.13) : Récapitulation des caractéristiques hydromorphométriques des sous bassins.....	25
Tableau (II.14) : Caractéristiques de station pluviométrique	26
Tableau (II .15) : Série de pluies maximales journalières [1903-1974] à la station d'EL KSEUR[.....	26
Tableau (II .16) : Caractéristiques de la série avec $N=72$ ans	27
Tableau (II .17) : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel	30
Tableau (II .18) : Comparaison des caractéristiques de loi et de l'échantillon.....	31
Tableau (II .19) : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton	32
Tableau (II .20) : Comparaison des caractéristiques de loi et de l'échantillon.....	33
Tableau (II.21) : Pluies et intensités maximales de durée t (h) : et de périodes retour	35
Tableau (II.22) :Apport moyens interannuels	37
Tableau (II.23) : Les caractéristiques de l'écoulement	39
Tableau (II.24) : Les apports solides	40
Tableau (II.25) : Calcul des apports liquides et solides.....	40
Tableau (II.26) : Débits de crues au sous bassin n°1	42

Liste des tableaux

Tableau (II.27) : Débits de crues au sous bassin n°2	42
Tableau (II.28) : Débits de crues au bassin versant.....	43
Tableau (II.29) : Temps des sous bassins versants.....	44
Tableau (II.30) : Les débits de crues des différentes périodes de retour pour le sous bassin N°1.....	44
Tableau (II.31) : Les débits de crues des différentes périodes de retour pour le sous bassin N°2.....	45
Tableau (II.32) : Les débits de crues des différentes périodes de retour pour le bassin versant.....	46
Tableau (III.1) : Les ouvrages existant sur la traverse de notre cours d'eau	49
Tableau (III.2) : Les ouvrages existants sur la traverse de notre cours d'eau.....	56
Tableau (III.3) : Résultats de la simulation du premier tronçon à l'état naturel.....	57
Tableau (III.4) : Résultats de la simulation du deuxième tronçon à l'état naturel.....	59
Tableau (III.5) : Résultats de la simulation du troisième tronçon à l'état naturel.....	61
Tableau (IV.1) : Quelques ordres du coefficient de Strickler	73
Tableau (IV.2) : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident	73
Tableau (IV.3) : La pente des différents sous tronçon du canal N°1	77
Tableau (IV.4) : Les caractéristiques de l'écoulement pour le canal du premier tronçon.....	79
Tableau (IV.5) : Les caractéristiques de l'écoulement pour le canal du deuxième tronçon..	82
Tableau (IV.6) : Les caractéristiques de l'écoulement pour le canal du troisième tronçon ..	84
Tableau (IV.7) : Devis des travaux pour les différents tronçon.....	87

Introduction générale

L'eau peut être une aubaine comme elle peut être une source de désarroi, elle engendre des situations contradictoires d'une part de pénuries et d'autre part d'inondations. Pour ce dernier cas, sa gestion a une importance capitale dans le développement de l'occupation du territoire. Ainsi, les inondations sont à l'origine de plus de 80 % des catastrophes naturelles enregistrées dans le monde entre 1996 et 2006, provoquant ainsi des dégâts estimés à 500 000 de personnes décédées et de 600 milliards de dollars de pertes économiques. De ce fait, elles sont les catastrophes naturelles les plus spectaculaires qui produisent le plus de dégâts [3].

En Algérie, au regard de l'aridité de la majeure partie du territoire, la question de l'eau revêt la forme d'une crise aigue qui retentit négativement sur le cadre de vie, la santé des populations, l'emploi ainsi que le développement agricole et industriel du pays. En effet, la non maîtrise de l'urbanisation des zones inondables, là où se sont développées des habitations ou des activités et la construction accrue de grands équipements et de structures routière et autoroutière, favorise l'expansion des crues [3].

Dans un pays en voie de développement comme l'Algérie, les inondations ont été marquées comme l'une des catastrophes naturelles les plus fréquentes dont plusieurs étaient dévastatrices, elles sont caractérisées par une violence et un transport solide assez important.

La ville d'Elkseur sise au cœur de la zone d'étude, a connu un développement urbain de grande envergure lors des deux dernières décennies, elle se voit actuellement perturbée par les effets d'innombrables décharges sauvages et des crues qui, depuis peu de temps ne cessaient de créer un marasme total pour les habitants résidant aux bords des berges des deux cours d'eau traversant la ville. Cette situation n'a pas manqué de susciter inquiétude aussi bien pour les citoyens que pour les autorités locales qui, sans doute, n'ont ménagé aucun effort afin d'obvier ce véritable problème.

Notre travail est devisé comme suite : on a commencé par une description de la zone d'étude pour recenser ses différentes caractéristiques physiques, ensuite on a procédé à l'étude hydrologique pour calculer les débits de crues pour les différentes périodes de retour, la troisième partie a été consacré a la simulation numérique a l'aide du logiciel HEC RAS afin de mieux connaître le comportement du cours d'eau a l'état naturel , enfin un derniers chapitre est réservé pour la conception et dimensionnement des canaux d'aménagements pour sécuriser notre site des inondations .

En conclusion, nous dressons le bilan de travail réalisé.

CHAPITRE I

Description de la zone d'étude

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Introduction

L'étude d'aménagement d'un cours d'eau nécessite une parfaite connaissance de la zone d'étude pour permettre de déterminer les choix des variantes hydrauliques à mettre en œuvre.

Dans la présente étude on définit les différentes caractéristiques physiques de la zone d'étude (climat, relief, population, ...etc.) et aussi une approche thématique sur les inondations et leur gestion.

I.1. Situation géographique

La commune d'El Kseur se situe au centre d'un triangle formé par Bejaia, Amizour, et Sidi Aich, dans la vallée de la Soummam, elle est distante de Bejaia (chef-lieu de la wilaya) de 25 Km.

La commune d'El Kseur est d'une superficie totale de 94,6 Km² et d'un périmètre de 64,42 Km, elle est délimitée :

- du nord par la commune de Toudja ;
- du sud-ouest par la commune Fenaia-Ilmaten ;
- du sud par la commune D'Aamizour ;
- de l'est par la commune D'Oued Ghir ;
- de l'ouest par la commune Taourirt- Ighil ;



Figure (I.1) : Localisation de la commune d'El Kseur dans la wilaya de BEJAIA

I.2. Situation climatique

Notre zone d'étude fait partie du climat méditerranéen à l'étage bioclimatique subhumide et humide.

La température moyenne en hiver (saison humide) est de 9°C et 36°C en été (saison sec).

I.2.1. Pluviométrie

Le facteur climatologique essentiel reste la pluviométrie, il existe trois stations pluviométriques les plus proches de la zone d'étude sont comme suit :

- station pluviométrique Domaine Rouhba ;
- station pluviométrique Domaine Maouchi ;
- station pluviométrique d'El Kseur.

Les caractéristiques des trois stations pluviométriques citées ci – dessous sont représentées sur un tableau suivant :

Tableau(I.1) : Caractéristiques des stations pluviométriques proche de la zone d'étude [4]

Code	Nom de la station	X	Y	Altitude (m)	Période de fonctionnement	Nombre d'année (n)
C15100 3	El-Kseur	692,90	377,70	85	1903-1974	61
C15100 4	Domaine Maouchi	692,70	373,40	50	1968 - 1997	30
C15100 5	Domaine Rouha	700,70	377,70	30	1968 - 1997	30

D'après des observations faites sur des séries pluviométriques prélevées de la station d'El Kseur on a calculé les précipitations mensuelles suivantes :

Tableau (I.2) : Valeurs moyennes mensuelles des précipitations [4]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
Moyenne de précipitation	38	67	86	128	123	111	85	58	44	19	2	3

Chapitre I : Description de la zone d'étude

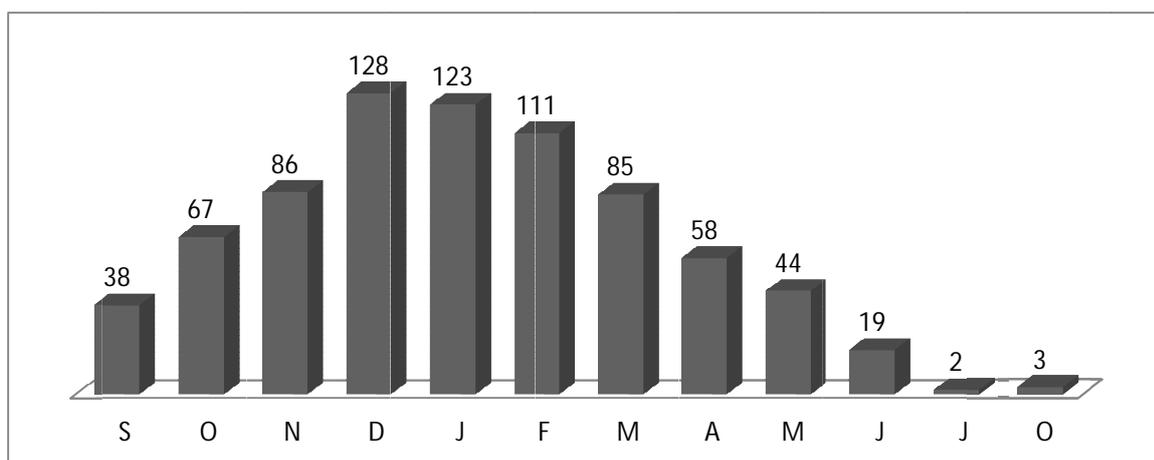


Figure (I.2) : Valeurs moyennes mensuelles des précipitations d'EL Kseur

I.2.2. Insolation

Les températures enregistrées sont portées sur le tableau ci-dessous

Tableau (I.3) : Valeurs moyennes mensuelles des températures [4]

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	annuel
T (°C)	24	20.1	15.9	12.8	11.6	12.1	14.6	16.3	18.7	22.9	24.8	25.8	18.3

La température moyenne annuelle est de 18,3C°

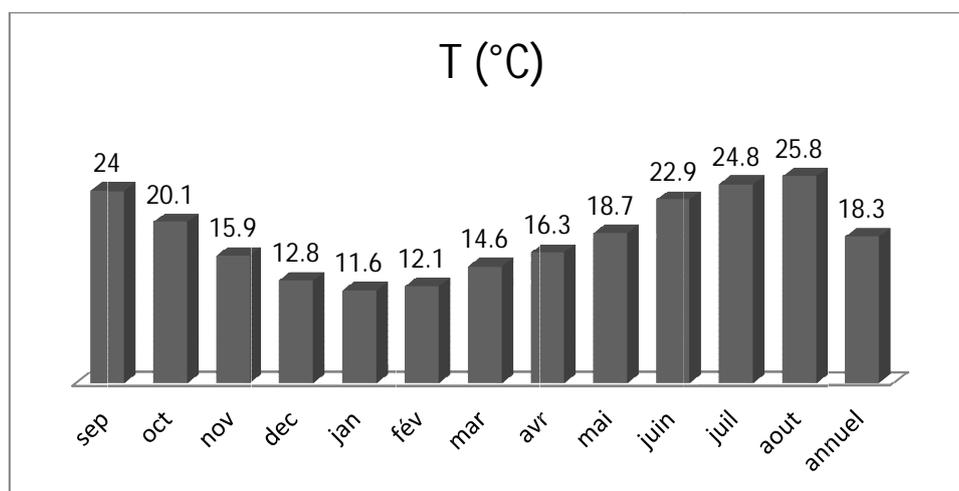


Figure (I.3) : Valeurs moyennes mensuelles des températures d'El Kseur

I.2.3. Taux d'humidité

I.2.3.1. Evaporation

L'évaporation moyenne mensuelle de l'année 1984 à 2005 du bassin versant est présentée dans le tableau suivant :

Tableau (I.4) : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporation [4]

Mois	sep	oct	Nov	dec	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	annuelle
Evap	124	86	56	42	46	62	94	126	153	176	196	186	1365

L'évaporation annuelle est de 1365 mm

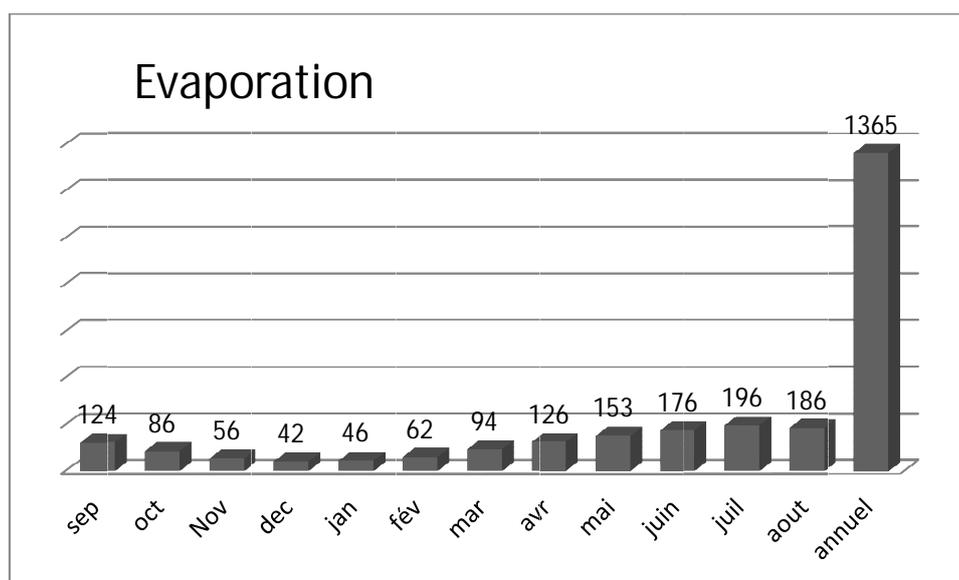


Figure (I.4) : Valeurs moyennes mensuelles d'évaporations

I.2.3.1. Evapotranspiration

On utilise la formule de THORNWAITE puisque nous possédons tous les paramètres pour son application.

$$ETP = 1,6 \left(10 * \frac{T}{I} \right)^a$$

ETP : Evaporation mensuelle (mm).

T : Température moyenne mensuelle (C°).

a, Calculé à partir d'un indice thermique mensuel.

I : Indice annuel égale à la somme des 12 indices mensuels.

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Les valeurs de l'évapotranspiration sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau (I.5) : Valeurs moyenne mensuelles de l'évapotranspiration [4]

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	annuelle
ETP (cm)	6.53	5.09	3.67	2.70	2.36	2.50	3.25	3.80	4.60	6.11	6.83	7.22	54.66

L'évapotranspiration moyenne annuelle est de 54,66 mm

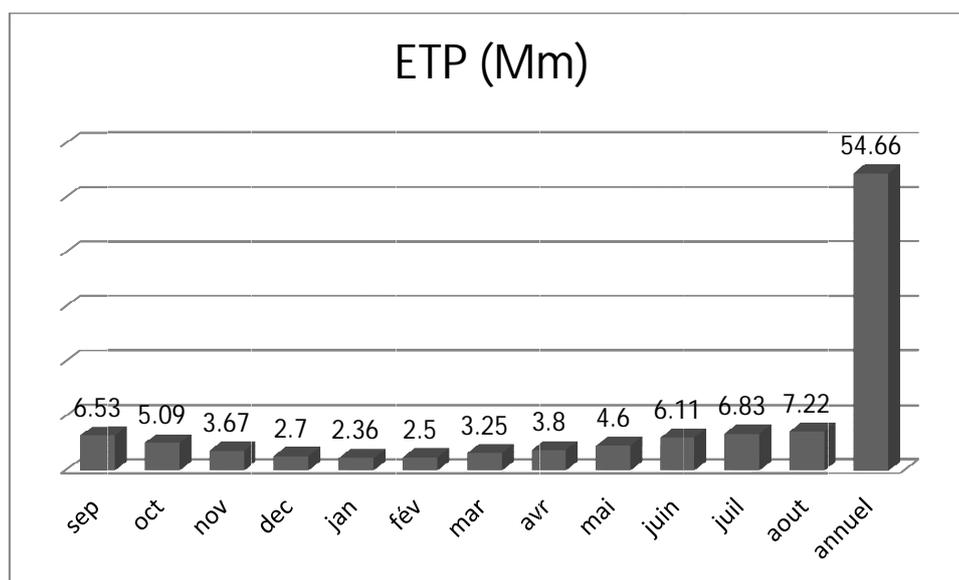


Figure (I.5) Valeurs moyennes mensuelles d'évapotranspirations

I.2.4. Les vents

Les vents prédominants sont ceux du Nord-est et Nord-ouest, La brise de mer qui suit le couloir de la vallée de la SOUMMAM Est-ouest est chargée d'humidité de la mer [4].

I.3. Situation géologique

La commune d'El Kseur, étant une formation géologique à part entière de la vallée de la SOUMMAM, correspond à une large dépression alluvionnaire suivante de la plus récente à la plus ancienne selon l'échelle des ères géologique [4].

Dans la carte suivante on voit clairement la répartition des formations géologiques a la surface de la zone d'étude, on constate que le bassin est constitué de trois entités géologiques :

- Formation récente composée des éboulis de pente et alluvions actuelles essentiellement au lit du cours d'eau, et des alluvions récentes de la vallée de la Soummam au alentour de oued Soummam ;
- Alluvions anciennes et pliocène ;
- Formation autochtone composée de miocène-supérieur,(Tortonien).Conglomérats, hétérogène [4].

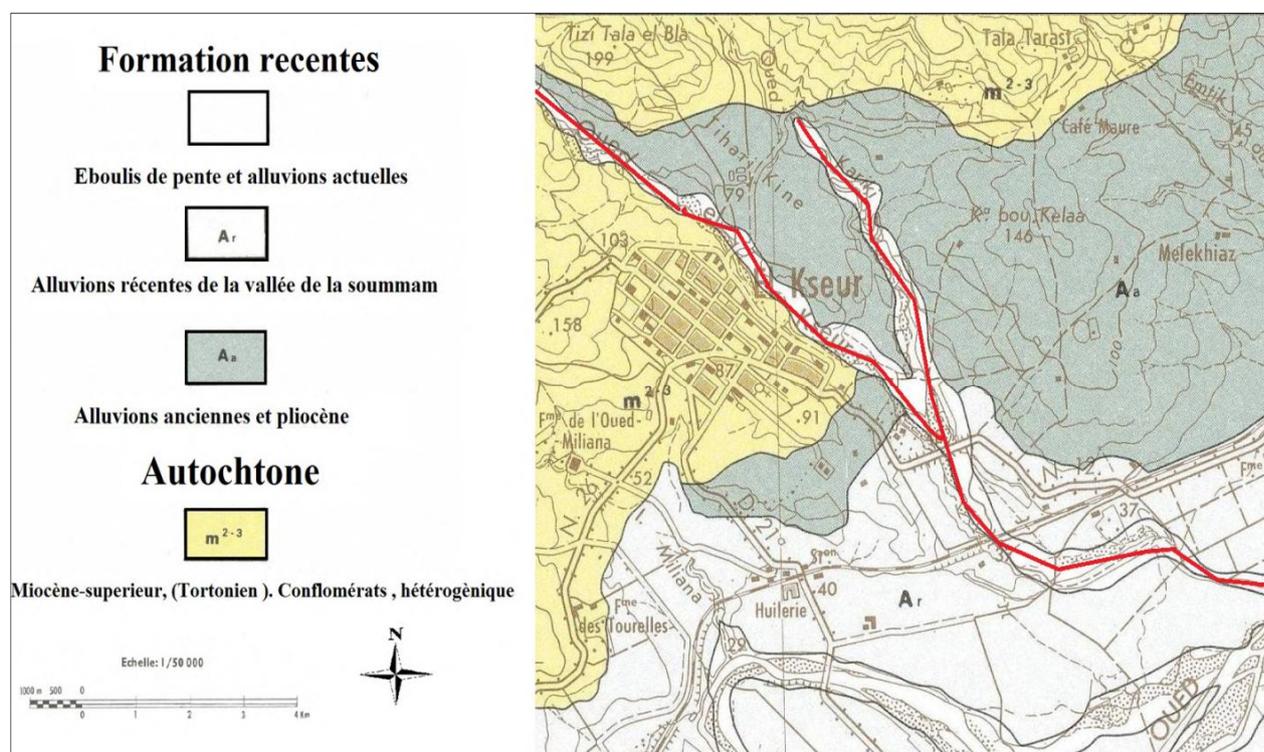


Figure (I.6) : Carte géologique de la zone d'étude (Source : office national de la géologie)

I.4. Relief

La commune d'El Kseur est constituée de deux types de relief bien distincts, à savoir :

- Relief de la zone de montagne au nord : c'est un relief très accidenté, causé par le passage de prolongement de la chaîne tellienne de DJURDJURA ;
- Relief de la zone plaine au sud : c'est un versant du bassin de l'oued SOUMMAM, de pente moyenne et de végétation dense aux effets de son exposition de la vallée et son climat doux [1].

I.5. Situation économique

La commune d'El Kseur, vu sa position stratégique par rapport aux grandes agglomérations comme BEJAIA (chef-lieu de la wilaya), AKBOU, SIDI AICH et AMIZOUR.

La ville d'El Kseur constitue une zone industrielle d'une superficie de 42,84 ha et une zone d'activités de 15,92ha, et encore à signaler que l'économie de cette région repose aussi sur l'agriculture qui représente environ 4497 ha de terres agricoles [1].

I.6. Caractéristiques démographiques

La commune d'El Kseur a connu une évolution démographique rapide. En effet, le premier recensement de 1966 a donné une population de 12513 hab. pour passer selon le recensement de 1998 à 26758 habitants. Ce chiffre a atteint 29842 habitants selon le dernier recensement de 2008 [1].

L'estimation de la population future à l'aide de la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n$$

P_n : Population future à l'horizon considérée ;

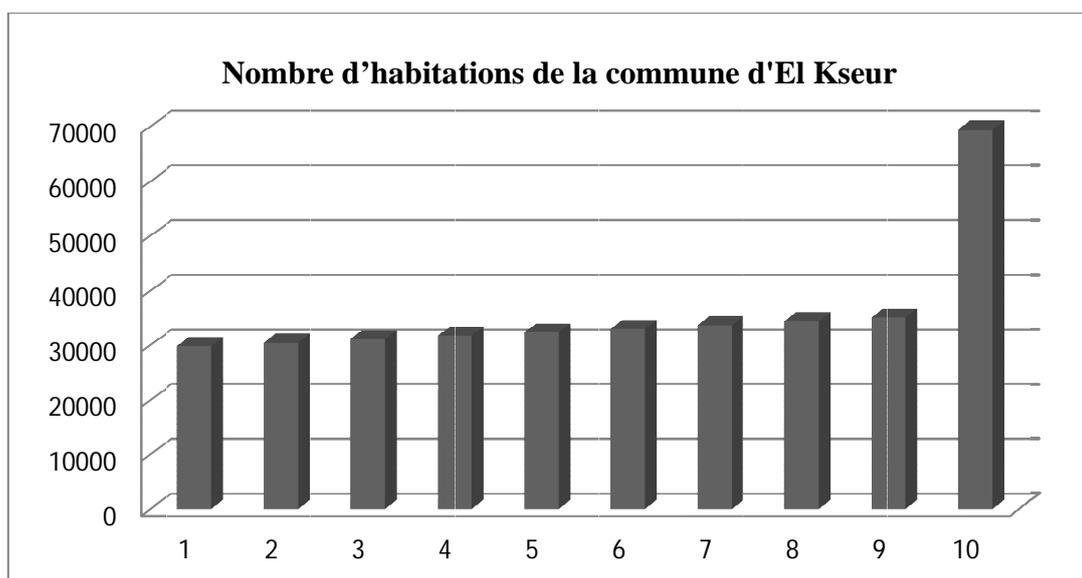
P_0 : Population de l'année de référence ;

T : Taux d'accroissement (2,03) ;

n : Le nombre d'années séparant les horizons.

Tableau (I.6) : Estimation de la population à l'horizon futur

Années	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2050
Nombre d'habitants de la commune	29842	30448	31066	31697	32340	32996	33666	34350	35047	69406



Figure(I.7) : Nombre d'habitants de la commune Kseur

I.7. Caractéristiques hydrographiques

Le bassin versant de la zone étudiée est drainé par deux cours d'eau qui constituent les affluents de la rive gauche de la SOUMMAM.

Le bassin versant est caractérisé par deux thalwegs prenant naissance à partir des hauts reliefs situés à la périphérie du bassin versant.

- Oued El Kseur : un cours d'eau traversant le centre d'El Kseur et le côté droit de Berchiche (un quartier de la ville), présente un profil en travers trapézoïdal avec une profondeur régulière.
- Oued Karichi : un cours d'eau traversant le côté gauche de Berchiche.

Ces deux derniers cours d'eau vont former au côté aval une intersection où l'oued réapparaît avec une coupe transversale trapézoïdale uniforme traversée par l'ouvrage d'art portant la route nationale RN12, pour se déverser par la suite dans l'oued SOUMMAM [4].



Figure(I.8) : Les cours d'eau qui drainent le bassin versant de la zone étudiée

I.8. Inondations

Etymologie : le mot inondation vient de latin : <inundatio> qui signifie submersion

I.8.1. Définition

L'inondation est un croisement de l'aléa et de la vulnérabilité, l'aléa peut être défini comme la probabilité d'occurrence d'un phénomène physique, par exemple, le débit de la crue centennale est défini comme le débit qui a une chance sur cent d'être dépassé au cours d'une année, il est caractérisé par son intensité, son étendue, sa fréquence, sa durée. Tandis que la vulnérabilité étant les personnes, les biens et les activités susceptibles de subir des dommages lorsque l'inondation survient.

On peut alors dire que l'inondation est une submersion rapide ou lente d'une zone habitée ordinairement hors d'eau. L'importance de l'inondation dépend de la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue, ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur ...etc). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence de l'activité humaine [4.9].

I.8.2. La gestion des risques d'inondations [9]

La gestion des risques d'inondation et la gestion des situations d'urgence sont décomposées en trois phases s'interagissant entre elles :

I.8.2.1. La gestion du risque : la gestion du risque repose sur trois grand axes :

- L'estimation du risque se base sur les connaissances scientifiques, l'état de la recherche pour caractériser la nature et la magnitude du risque ;
- L'évaluation du risque qui prend en compte les facteurs économiques, politiques et sociaux pour réduire le risque ;
- Le contrôle basé sur le choix d'une série d'actions pour réduire le risque à un niveau acceptable.

I.8.3. La réduction de la vulnérabilité

La vulnérabilité indique le niveau d'effets prévisibles d'une menace sur un élément en situation de risque. Les principales causes de la vulnérabilité d'une société peuvent être présentées comme suite :

- Les données de base : la pauvreté, les idéologies, l'âge, le sexe, les maladies, la situation économique et politique, les incivilités ;
- Le manque de pression dynamique : le mauvais fonctionnement des institutions, le manque d'éducation, la mauvaise information ;
- Les caractéristiques : l'urbanisation, la dégradation de l'environnement, l'augmentation rapide de la population ;
- Les instabilités : les bâtiments instables, les habitats précaires.

Il existe deux types de vulnérabilité :

-vulnérabilité interne : le manque d'anticipation de bonnes réactions, l'éducation, la formation et l'information sont les principaux remèdes pour diminuer les effets de ce type de vulnérabilité ;

-vulnérabilité externe : qui correspond à une exposition physique aux aléas, Une meilleure politique d'aménagement du territoire, l'amélioration de la résistance des bâtiments et des ouvrages d'art, contribue à la diminution de la vulnérabilité externe.

I.8.4. Les inondations en Algérie [3]

Un travail de recensement des inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondation et de fournir certains paramètres hydrologiques.

On donne dans ce cas un bref aperçu des inondations survenues en ALGERIE en cours de ces dernières années.

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Tableau(I.7) : Bilan dommageable des inondations par ordre chronologique [9]

Région	Année	Dégâts humaine	Dégâts matériels
Azazga	12 octobre 1971	40 morts	Des centaines d'habitations détruites
TiziOuzou	28 au 31mars 1974	52 morts	4570 maisons détruites +13 ponts détruits
Djelfa	23 aout 1983	10 morts + 10 blessés	200 habitations détruites
OeudR'hiou	20 octobre 1993	22 morts + 20blessés et plusieurs disparues	Importants dégâts matériel
Oum el bouaghi	06 octobre 1994	350 familles sinistrées	15 puits enterres agricoles endommagés
Annaba et El tarf	04 avril 1996	05 morts et 10 blessés	04 ouvrages endommagés
Adrar	04 janvier 1999	12 morts et plusieurs disparus	174 habitations détruites
Ain temochent	14 octobre 2000	04 morts et plusieurs disparus	Plusieurs habitations démolies

Conclusion

Après avoir défini les différentes caractéristiques de la zone d'étude soient climatique, géographiques, hydrographiques et géologiques on va maintenant commencer notre études en se basant sur ces derniers résultats.

CHAPITRE II
Etude hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle d'une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques des talwegs qui traversent la ville telle que les débits des crues, les apports des sous bassins (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

II.1.Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant [17]

II.1.1.Définition du bassin versant

Un bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportées par l'eau forment, à un point unique de l'espace, un exutoire.

Pour notre cas nous allons découper notre bassin versant en trois sous bassin qui sont illustrés dans la figure suivante :

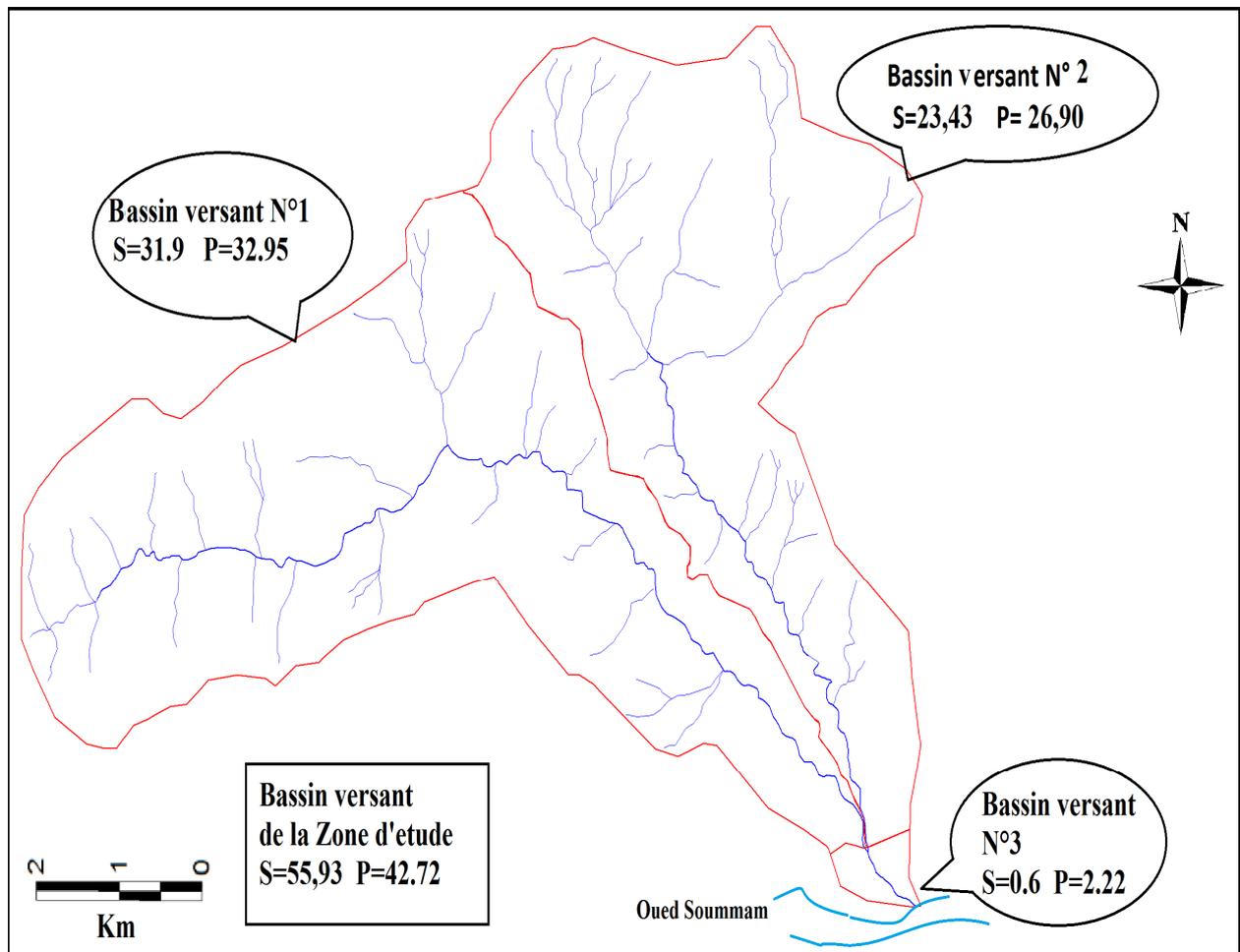


Figure (II.1) : Le bassin versant de la zone d'étude

II.1.2. Morphométrie [17]

II.1.2.1. La surface

La nature des surfaces des bassins a une influence sur le comportement hydrologique de ceux-ci, les paramètres qui interviennent sont la pente, lithologie, la pédologie et la couverture végétale, ces paramètres ont une influence sur la perméabilité et la rugosité de la surface.

La surface est calculée à l'aide d'un logiciel MAPINFO sur lequel on a calé une carte topographique de la zone d'étude.

II.1.2.2. Le périmètre

Le paramètre correspond à la limite extérieure du bassin, formant son contour et caractérisant sa longueur. Il a été calculé également par le logiciel MAPINFO.

Comme il est difficile d'exprimer réellement la forme d'un bassin versant, on a fait appel à deux indices qui sont :

l'indice de compacité et le rectangle équivalent.

II.1.2.3. L'indice de compacité ou de Gravelius K_c [7]

L'indice de compacité caractérise la forme du bassin versant, et renseigne sur la vitesse de concentration des débits et la puissance des crues et de l'érosion.

La forme qui caractérise K_c défini par la formule suivante

$$k_c = 0,28 \frac{p}{\sqrt{s}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec

p : Périmètre du bassin versant en (Km)

s : Surface du bassin versant en (Km²)

II.1.2.4. Le rectangle équivalent [7,14]

Une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L , l'ayant la même surface que celle du sous bassin, il permet de comparer les sous bassins entre eux de point de vue écoulement

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

- La longueur du rectangle équivalent

$$L = \frac{k_c \cdot \sqrt{s}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.4)$$

- La largeur de rectangle équivalent :

$$l = \frac{k_c \cdot \sqrt{s}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (II.5)$$

Chapitre II : Etude hydrologique

Les résultats des paramètres morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (II.1) : Les paramètres morphométriques des sous bassins

Sous bassin	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	K _c	L(Km)	l(Km)	Remarque
SB1	31.9	32.9526	1.63	14.05	2.26	Bassin allongé
SB2	23,43	26,9053	1,55	11,21	2,08	Bassin allongé
SB3	0.6	2.22884	0.805	Bassin circulaire		
Total	55,93					

Remarque : Vu la surface et les apports en eau très faible du bassin versant N° 3 on va le négliger et on va prendre en considération que les deux premiers bassins versants.

II.1.3. Le relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures...etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivantes :

II.1.3.1. Répartition des surfaces et courbes hypsométriques

La courbe hypsométrique est établie en calculant pour différentes altitudes situées au-dessus de la courbe de niveau correspondante.

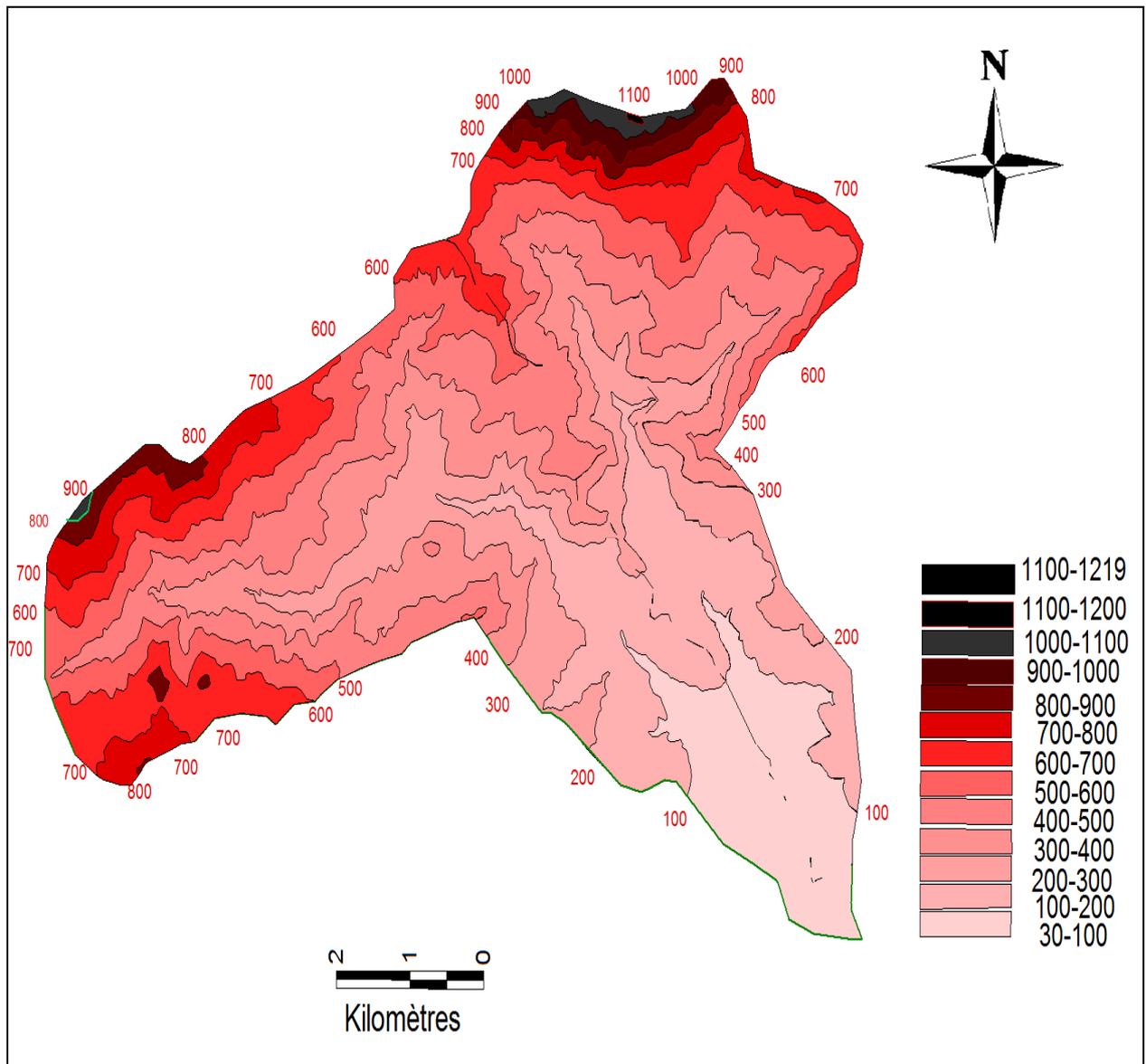


Figure (II.2) : Le relief du bassin versant

II.1.3.2. Répartition altimétrique et courbes hypsométriques du bassin versant

Tableau (II.2) : Répartition altimétrique du bassin versant

Altitude	Surfaces partielles (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	H _i (m)	H _i , S _i (m.Km ²)
1219-1200	0.0176	0.031465979	0.03146599	1209,5	21.2872
1200-1100	0.0343	0.06132293	0.09278892	1150	39.445
1100-1000	0.3425	0.61233538	0.70512431	1050	359.625
1000-900	0.7115628	1.27216082	1.97728513	950	675.98466
900-800	1.27897	2.28659441	4.26387954	850	1087.1245
800-700	2.88861	5.16437406	9.4282536	750	2166.4575
700-600	6.533879	11.6815338	21.1097874	650	4247.02135
600-500	7.3811191	13.1962639	34.3060513	550	4059.61551
500-400	9.3800421	16.7700195	51.0760708	450	4221.01895
400-300	8.08921	14.4622176	65.5382884	350	2831.2235
300-200	6.63663	11.8652362	77.4035245	250	1659.1575
200-100	7.64989	13.6767835	91.080308	150	1147.4835
100-26	4.989087	8.91969199	100	63	314.307

La courbe hypsométrique du bassin versant de la zone d'étude est illustrée dans la figure suivante :

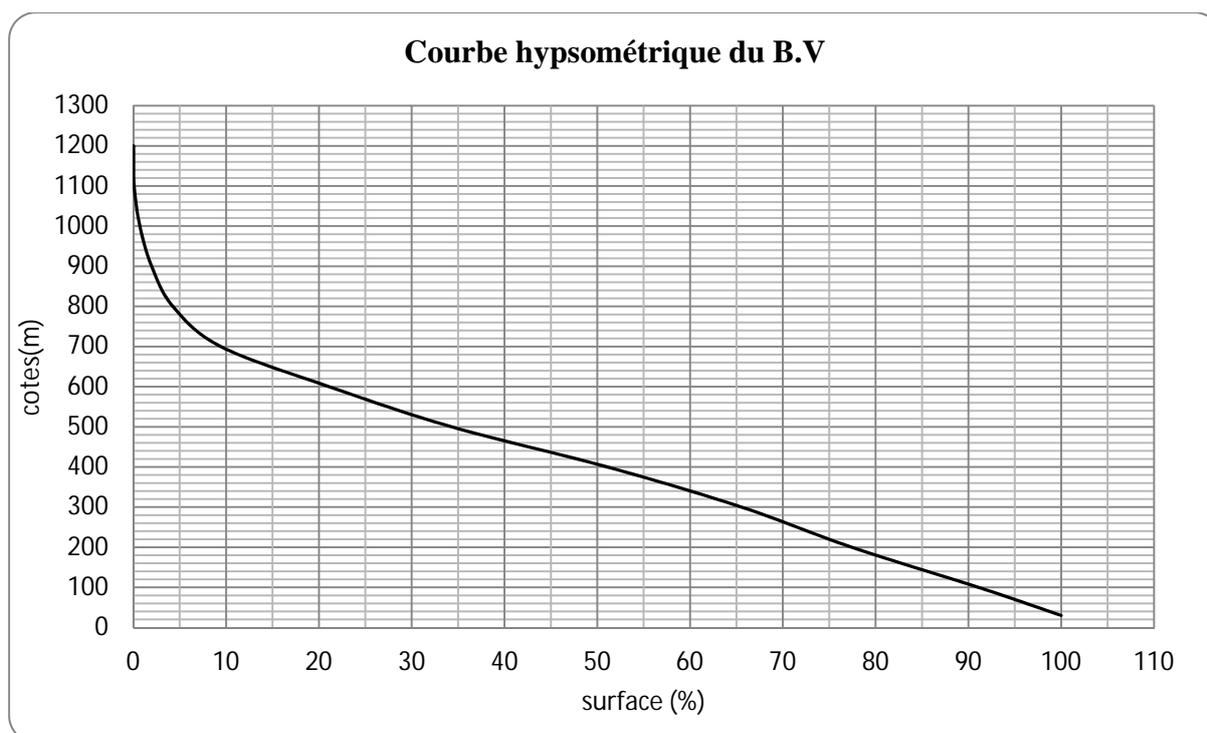


Figure (II.3) : Courbe hypsométrique du bassin versant

Chapitre II : Etude hydrologique

II.1.3.3. Répartition altimétrique et courbes hypsométriques des sous bassins versants

II.1.3.3.1. Répartition altimétrique et courbes hypsométriques des sous bassins versants N°1

Tableau (II.3) : Répartition altimétrique du sous bassin versant N°1

Altitude	Surfaces partielles (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	H _i (m)	H _i , S _i (m.Km ²)
926-900	0.0412628	0.12935047	0.12935047	913	37.6729
900-800	0.61947	1.94191223	2.0712627	850	526.5495
800-700	1.76791	5.54203762	7.61330031	750	1325.9325
700-600	4.134179	12.9598088	20.5731091	650	2687.21635
600-500	4.4626191	13.9894016	34.5625107	550	2454.44051
500-400	5.5625421	17.4374361	51.9999467	450	2503.14395
400-300	5.19531	16.2862382	68.286185	350	1818.3585
300-200	4.08263	12.7982132	81.0843981	250	1020.6575
200-100	3.78789	11.8742633	92.9586614	150	568.1835
100-30	2.246887	7.04353292	100	65	145.6

La courbe hypsométrique du sous bassin versant N° 1 est illustrée sur la figure suivante :

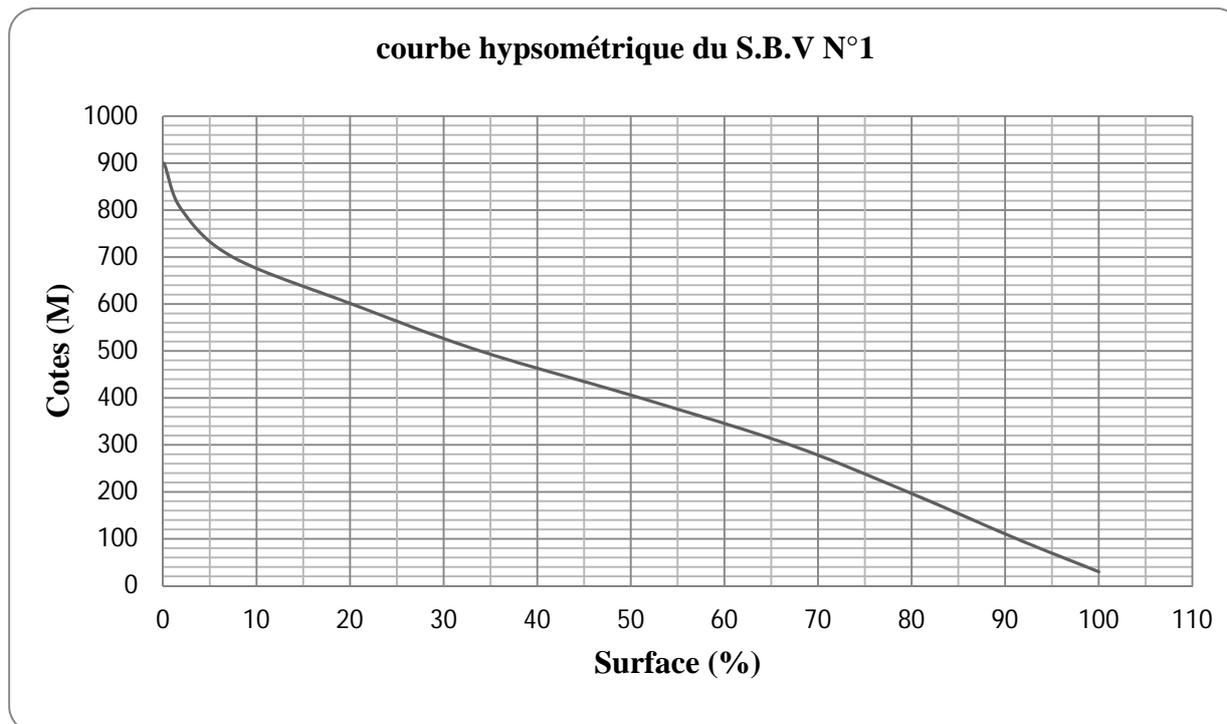


Figure (II.4) : Courbe hypsométrique du sous bassin versant N°1

Chapitre II : Etude hydrologique

II.1.3.3.2. Répartition altimétrique et courbes hypsométriques des sous bassins versants N°2

Tableau (II.4) : Répartition altimétrique du sous bassin versant N°2

Altitude	Surfaces partielles (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	H _i (m)	H _i , S _i (m.Km ²)
1219-1200	0,0176	0,0751	0,0751	1209,5	21,2872
1200-1100	0,0343	0,1463	0,2214	1150	39,445
1100-1000	0,3425	1,4613	1,6827	1050	359,625
1000-900	0,6703	2,8560	4,5387	950	636,785
900-800	0,6595	2,8139	7,3526	850	560,575
800-700	1,1207	4,7817	12,1343	750	840,525
700-600	2,3997	10,2389	22,3732	650	1559,805
600-500	2,9185	12,4525	34,8257	550	1605,175
500-400	3,8175	16,2883	51,114	450	1717,875
400-300	2,8939	12,3475	63,4615	350	1012,865
300-200	2,5554	10,9032	74,3647	250	638,85
200-100	3,8620	16,4781	90,8428	150	579,3
100-30	2,1452	9,1572	100	65	139,438

La courbe hypsométrique du sous bassin versant N° 2 est illustrée dans la figure suivante :

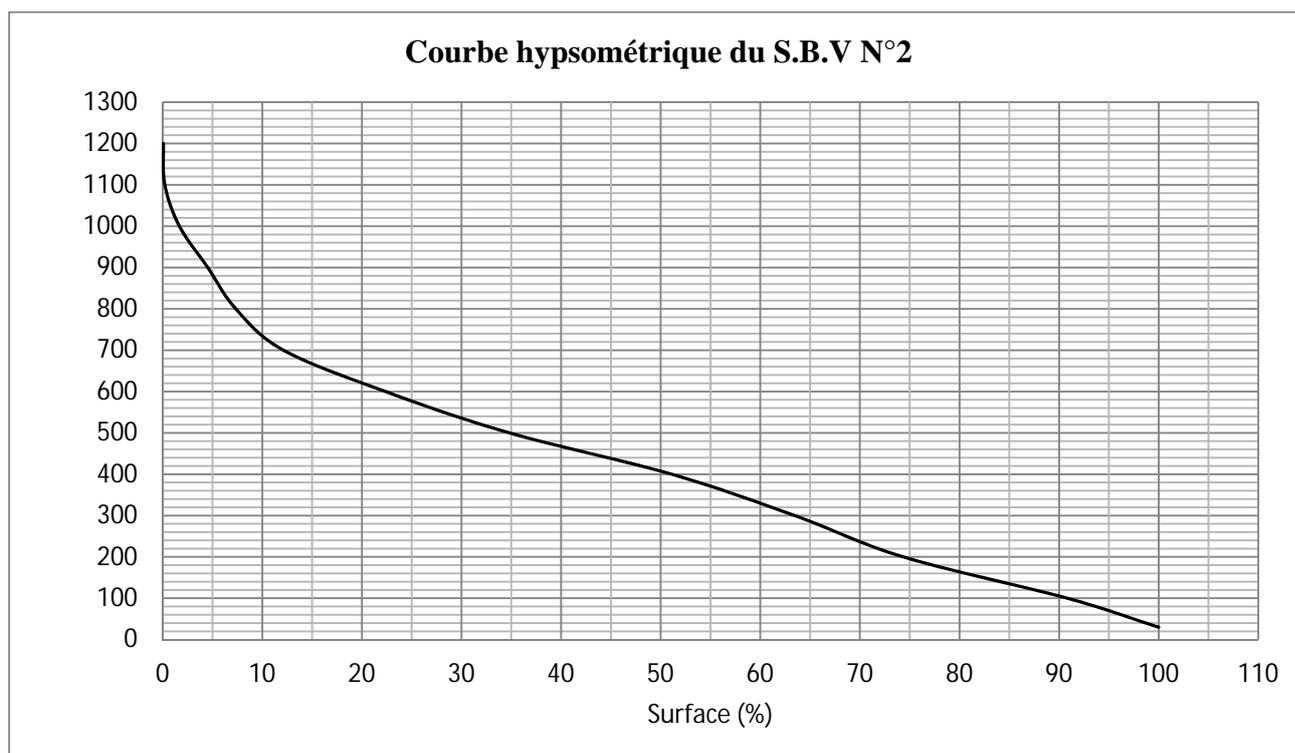


Figure (II.5): Courbe hypsométrique du sous bassin versant°2

II.1.3.4. Les altitudes caractéristiques [14]

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas du bassin, généralement c'est à l'exutoire.

L'altitude médiane ou « H50% » est déterminée par la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne « H_{moy} » est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots (II.5)$$

$$H_i = \frac{H_{n+1} + H_n}{2} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec

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

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en Km

S : Surface totale de sous bassin en Km²

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.5) : Les altitudes caractéristiques

Sous bassins	SB1	SB2
H _{max}	926	1219
H _{min}	30	30
H _{moy}	410.27	414,37
H _{med}	406	405

II.1.3.5. Indice de pente globale Ig [14]

Il définit comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous bassin et la longueur de rectangle équivalent.

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

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{D_{5\%} - D_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec

D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} en (m) L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

H_{5%} et H_{95%} sont respectivement les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}

Chapitre II : Etude hydrologique

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.6) : Indice de pente global (I_g)

Sous bassin	$H_{5\%}(m)$	$H_{95\%}(m)$	$H_{5\%} - H_{95\%}$	L(Km)	$I_g(m/m)$	Classification
SB N°1	732	68	664	14.05	0.0472	Relief assez fort
SB N°2	885	72	813	11.21	0.0725	Relief fort

II.1.3.6. Pente moyenne des sous bassins (I_m) [14]

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0,5*L_1*L_2*L_3+\dots+0,5*L_n)}{S} \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)

L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3....., n (m)

S : Surface de bassin versant (Km²)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.7) : Pente moyenne des sous bassins (I_m)

Sous bassins	SB1	SB2
$I_m(\%)$	32	35.75

II.1.3.7. Dénivelée spécifique (D_s) [14]

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = D \sqrt{\frac{l}{L}} \dots\dots\dots(II.9)$$

Avec :

D_s : Dénivelée spécifique ;

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;

l : Largeur du rectangle équivalent (Km)

Tableau (II.8) : Dénivelée spécifique (D_s)

Sous bassin	D	D_s	Classification
SB N°1	664	266.30	Relief fort
SB N°2	813	350.20	Relief fort

II.2. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique constitue les chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. Il est caractérisé par : la hiérarchisation du réseau, le nombre et les longueurs des cours d'eau et son profil en long.

II.2.1. Hiérarchisation du réseau [14]

Pour la hiérarchisation de notre réseau on va opter pour la classification de Schum qui dit que « est d'ordre $x+1$, tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre x ».

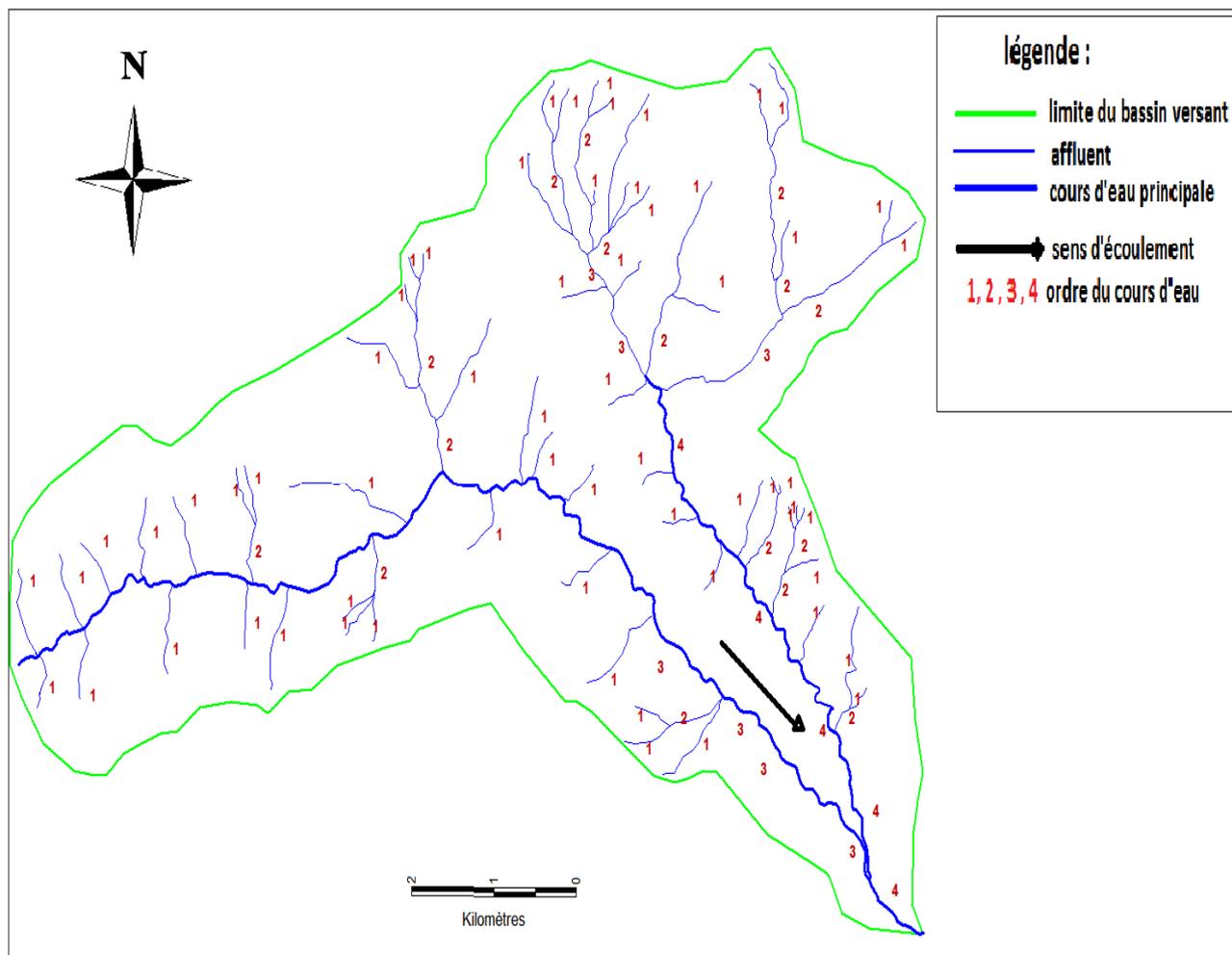


Figure (II.5) : Classification de Schum du réseau hydrographique

II.2.2. Densité de drainage [14]

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des talwegs du bassin versant et la surface de ce dernier,

Elle est exprimée en (Km/Km²), à l'aide de la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec :

Dd : densité de drainage en (Km/Km²) ;

Li : longueur talwegs en (Km) ;

S : surface du bassin versant en (Km²).

Tableau (II.9) : Densité de drainage pour chaque bassin versant (D_d)

Sous bassins	$\sum L_i$	S (Km ²)	D _d (Km/Km ²)
N°1	44.62	31.9	1.39
N°2	36.06	26,9053	1.34

II.2.3. la pente moyenne du cours d'eau principal [14]

La pente moyenne du cours d'eau principal permet de déterminer la vitesse à laquelle l'eau se rend à l'exutoire. Une pente douce ou nulle permet à l'eau de s'infiltrer dans le sol, tandis que une forte pente favorise l'écoulement superficiel.

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

Avec :

P_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau principale (m/Km) ;

ΔH : dénivellation entre H_{max} et H_{min} (m) ;

ΔL : Longueur du cours d'eau principale (Km).

Tableau (II.10) : la pente moyenne du cours d'eau principale P_{moy}

Sous bassin versant	H max	H min	ΔH	ΔL	P _{moy} %
N°1	926	30	896	15.87	5.645 %
N°2	1219	30	1189	6.611	19.45%

II.2.4. Le temps de concentration

Le temps de concentration sera estimé à l'aide de 5 formules empiriques suivantes :

Tableau (II.11) : Temps de concentration

Auteurs	Formules	Temps de concentration T_c		
		S.B.N°1	S.B.N°2	BV
Ventura	$0.1272 * \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}}$	0.17	0.08	0.13
Turazza	$0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{I}}$	0.36	0.13	0.21
Sokolovsky	$\frac{L}{3.6 * V_R}$	2.94	1.22	2.08
kirpich	$0.945 * \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}}$	1.96	1.18	1.06
Giandotti	$\frac{4\sqrt{S} + 1.5 L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	2.97	1.87	2.98

Avec :

S : La surface du bassin versant (Km²) ;

L : La longueur du talweg principale (Km) ;

H_{moy} : L'altitude moyenne du bassin versant (m) ;

H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m) ;

I : pente moyenne du talweg principale ;

V_r : la vitesse d'écoulement pour les petit cours d'eau est proche de 1.5 m/s ;

D : La dénivelée entre deux extrémités du talweg principal (m).

***Remarque** : dans notre étude on va opter pour les résultats de la formule de **Giandotti**, sachant que c'est la formule utilisée en Algérie pour les grands bassins versants. [14]

Chapitre II : Etude hydrologique

II.2.5. vitesse moyenne de ruissellement V_r (Km/h)

La vitesse moyenne de ruissellement est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L}{T_C} \dots\dots\dots (II.12)$$

Avec

L : Longueur du talweg principale

T_C : Temps de concentration

Tableau (II.12) : Vitesse moyenne du ruissellement

Sous bassin versant	L(Km)	Tc (h)	Vr (Km/h)
N°1	15.87	2.97	5.34
N°2	6.61	1.87	3.53

Tableau (II.13) : Récapitulation des caractéristiques hydromorphométriques des sous bassins

Caractéristique	S.B.N°1	S.B.N°2
1-Morphométrie		
Surface (Km ²)	31.9	23.43
Périmètre (Km)	32.95	26.90
Rectangle équivalent	Longueur (Km)	14.025
	Largueur (Km)	2.26
L'indice de compacité Gravelius (Km)	1.63	1.55
2. Les altitudes caractéristiques		
Altitude maximale (m)	926	1219
Altitude minimale (m)	30	30
Altitude moyenne (m)	410.27	414,37
Altitude médiane (m)	406	405
Altitudes 5 % (m)	732	885
Altitudes 95 % (m)	68	72
Indice de pente globale (%)	0.0472	0.0725
Dénivelé spécifique (m)	266.30	350.20
Pente moyenne du bassin versant (%)	32	35.75
3-le réseau hydrographique		
Densité de drainage (Km/Km ²)	1.39	1.34
Pente moyenne du cours d'eau (%)	5.64	19.45
Longueur du cours d'eau principal (m)	15.87	6.61
Temps de concentration (h)	2.97	1.87
Vitesse moyenne de ruissellement (Km/h)	5.34	3.53

II.3. Analyse des données pluviométriques

II.3.1. Pluie moyenne annuelle

Dans le but d'analyser les précipitations dans notre bassin versant, notre étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique d'EL KSEUR (la station la plus proche de la zone d'étude).

Les caractéristiques de la station pluviométrique sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.14) : Caractéristiques de station pluviométrique [4]

Code	Nom de la station	Cordonnées			Période de fonctionnement	Nombre d'année
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
C1510003	EL-EKSEUR	692,90	377,70	85	1903-1974	72

II.3.2. Pluies maximales journalières

L'estimation des pluies journalières est souvent la génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Tableau (II.15) : Série de pluies maximales journalières [1903-1974] à la station d'EL KSEUR[4]

Année	Pmax.j (mm)	Année	Pmax.j (mm)	Année	Pmax.j (mm)
1903	181.15	1916	319.3	1929	96.8
1904	282.42	1917	134.5	1930	366.6
1905	301.35	1918	303.8	1931	365.3
1906	410	1919	145.3	1932	197.2
1907	256.1	1920	201.9	1933	232.2
1908	265.9	1921	288.6	1934	201.8
1909	215.3	1922	366.3	1935	213.8
1910	259	1923	134.8	1936	117.6
1911	123.8	1924	115.6	1937	199.8
1912	175.7	1925	106.9	1938	196.3
1913	236.7	1926	290	1939	215.2
1914	216.95	1927	257.8	1940	123.2
1915	136.1	1928	192.6	1941	175.9
1942	246.6	1953	140.5	1964	153.92
1943	137.1	1954	186.57	1965	133.35
1944	244.53	1955	247.3	1966	108
1945	252.85	1956	248	1967	180
1946	349.9	1957	356.5	1968	91.5
1947	279.9	1958	270.4	1969	304.5

Chapitre II : Etude hydrologique

Année	Pmax.j (mm)	Année	Pmax.j (mm)	Année	Pmax.j (mm)
1948	172.2	1959	158.9	1970	144.1
1949	150.9	1960	208.73	1971	248.8
1950	149.6	1961	196.9	1972	222.8
1951	173.5	1962	202.81	1973	331.1
1952	110.5	1963	199.85	1974	108.1

II.3.3. Les précipitations maximales journalières

Cette étude a permis d'ajuster la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie correspondant à une période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
2. Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données ;
3. Calcul de la fréquence expérimentale ;
4. Ajuster graphiquement la loi choisie ;
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

NB : notre travail est basé sur le logiciel « hyfran »

Tableau (II .16) : Caractéristiques de la série avec $N=72$ ans

Caractéristiques	Valeur calculée
Année d'observation	72
Minimum	91
Maximum	410
Moyenne	212.60
Ecart-type	76.568
Médiane	210.40
Coefficient de variation (C_v)	0.36015
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0.50842
Coefficient d'aplatissement (C_k)	2.4726
L'exposant climatique (b)	0.31

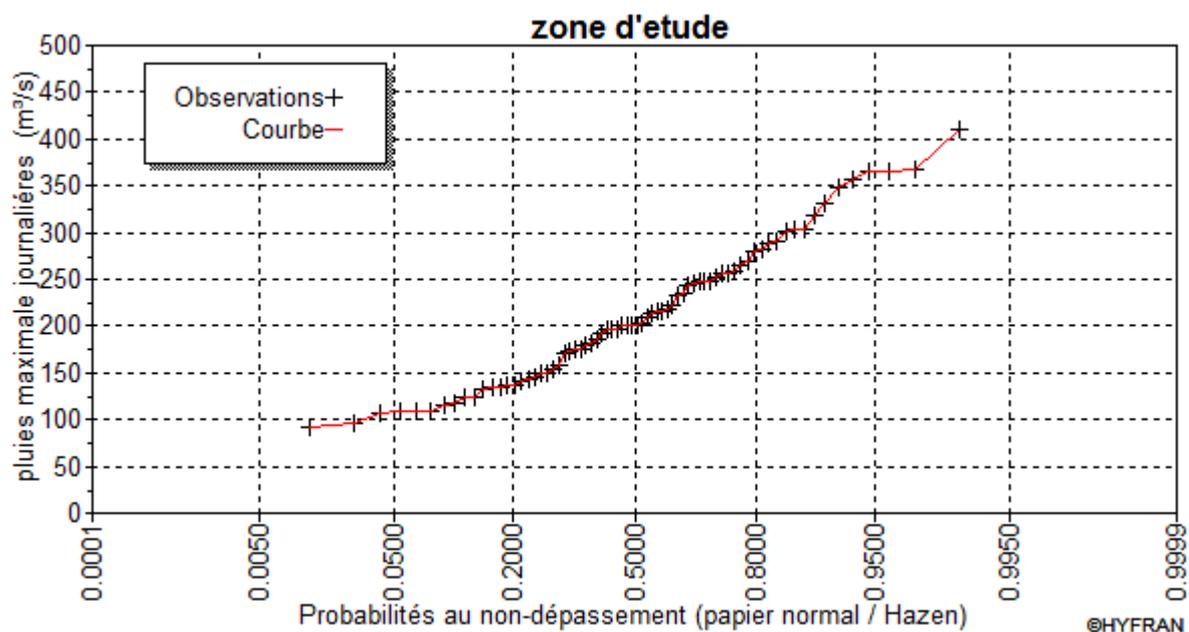


Figure (II.6) : Observation de sur papier de probabilité.

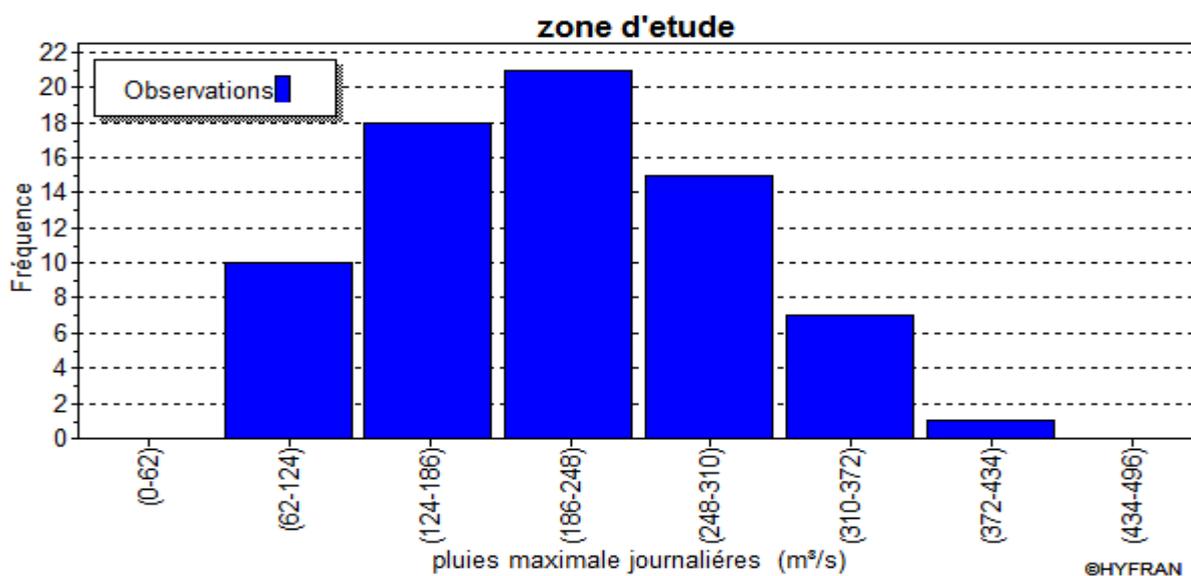


Figure (II.7) : Histogramme d'observations classées par valeur.

II.3.4. Choix de la loi de l'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité. De la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1) la loi de *GUMBEL*

2) la loi de *GALTON (log-normal)*

II.3.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de *GUMBEL* [14]

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

Tel que: $y = a(x - x_0)$

1/a : la pente de la droite de *GUMBEL* ;

y : variable réduite de *GUMBEL* ;

x : précipitation maximale journalière (mm) ;

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm) ;

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$.

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1.2.3...n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

m : rang de précipitation ;

n : nombre d'observations(72) ;

- calculer la variable réduite de *GUMBEL* donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

- **Gumbel (Méthode des moments)**

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 72

Paramètres

$$\mu = 178.138$$

$$\alpha = 59.6999$$

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

$$T = 1/(1-q) \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau (II .17) : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Fréquence (probabilité au non dépassement)	Valeurs théoriques	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	XT	σ	95
100	0.9900	452.77	35.409	383.35 - 522.18
50	0.9800	411.08	30.396	351.50 - 470.67
20	0.9500	355.46	23.799	308.80 - 402.11
10	0.9000	312.48	18.839	275.55 - 349.42
5	0.8000	267.68	13.948	240.34 - 295.03
2	0.5000	200.02	8.2825	183.78 - 216.26

i) Test d'homogénéité

Test d'adéquation : Gumbel (Méthode des moments)

Hypothèse :

H_0 : l'échantillon provient d'une loi Gumbel ;

H_1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel ;

Résultats :

Résultats de la statistique : $X^2 = 7.75$

p-value : $p = 0.4583$

Degré de liberté : 8

Nombre de classes : 11

Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

La figure suivante illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.

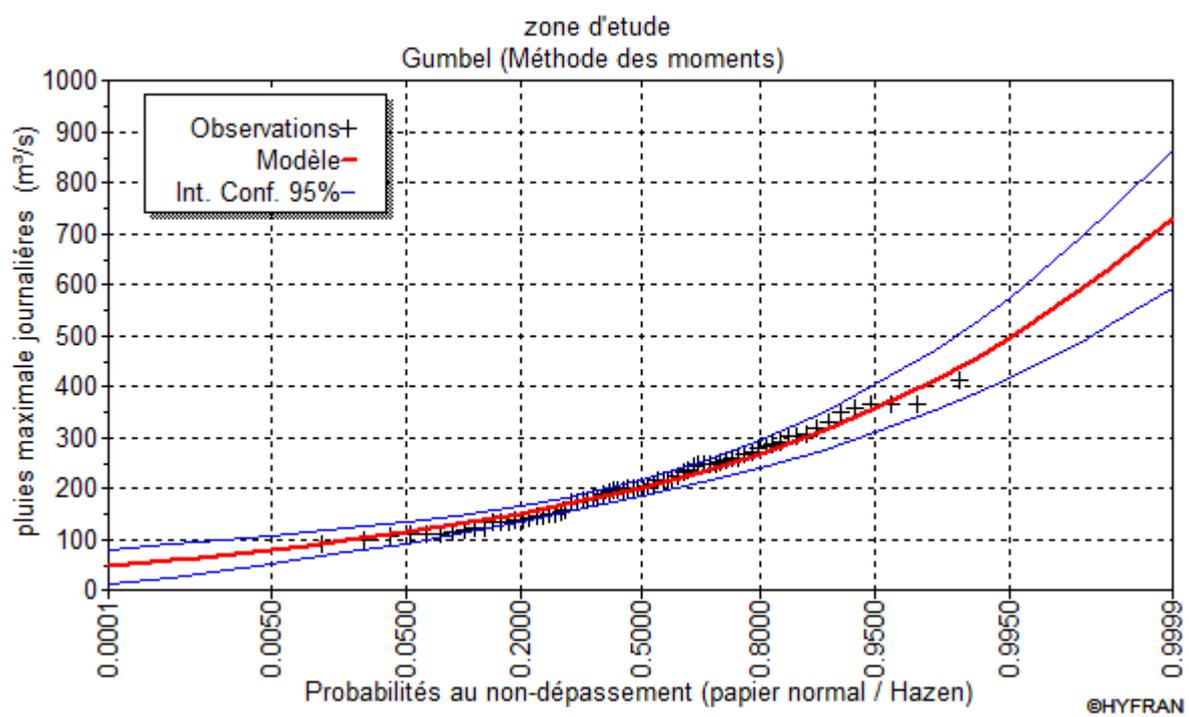


Figure (II.8) : Ajustement pas la loi de Gumbel

Tableau (II .18) : Comparaison des caractéristiques de loi et de l'échantillon

Gumbel (Méthode des moments)	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	91
Maximum	Aucun	410
Moyenne	212.60	212.60
Ecart type	76.568	76.568
Médiane	200.02	201.40
Coefficient de variation C_v	0.36015	0.36015
Coefficient de d'asymétrie C_s	1.1395	0.50842
Coefficient d'aplatissement C_k	2.4	2.4726

II.3.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON [14]

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier (normal/Hazen). La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(II.17)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

Chapitre II : Etude hydrologique

L'équation de la droite de GALTON est la suivante

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log}x} + \delta \cdot \text{Log } u(p \%) \dots \dots \dots (\text{II.18})$$

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{30} \text{Log}Xi}{N}$$

- **Galton (log- Normale)**

Nombre d'observation : 72

Paramètres

μ : 212.598 δ : 76.5681

Quantile

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Log normale (maximum de vraisemblance)

Tableau (II .19) : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour	Fréquence (probabilité au non dépassement)	Valeurs théoriques	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	XT	δ	95
100	0.9900	390.76	17.463	356.52 – 424.99
50	0.9800	369.88	15.989	338.54 – 401.23
20	0.9500	338.57	13.899	311.32 – 365.82
10	0.9000	310.74	12.217	286.79 – 334.69
5	0.8000	277.03	10.519	256.40 – 297.65
2	0.5000	212.60	9.0236	194.91 – 230.29

i) Test d'homogénéité

Test d'adéquation : log normale (maximum de vraisemblance) Hypothèse :

H_0 : l'échantillon provient d'une loi –log normale ;

H_1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi-log normale.

Résultats :

Value statistique : $T = 1.59$

P-value : $P < 0.999$

Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

Chapitre II : Etude hydrologique

La figure suivante illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

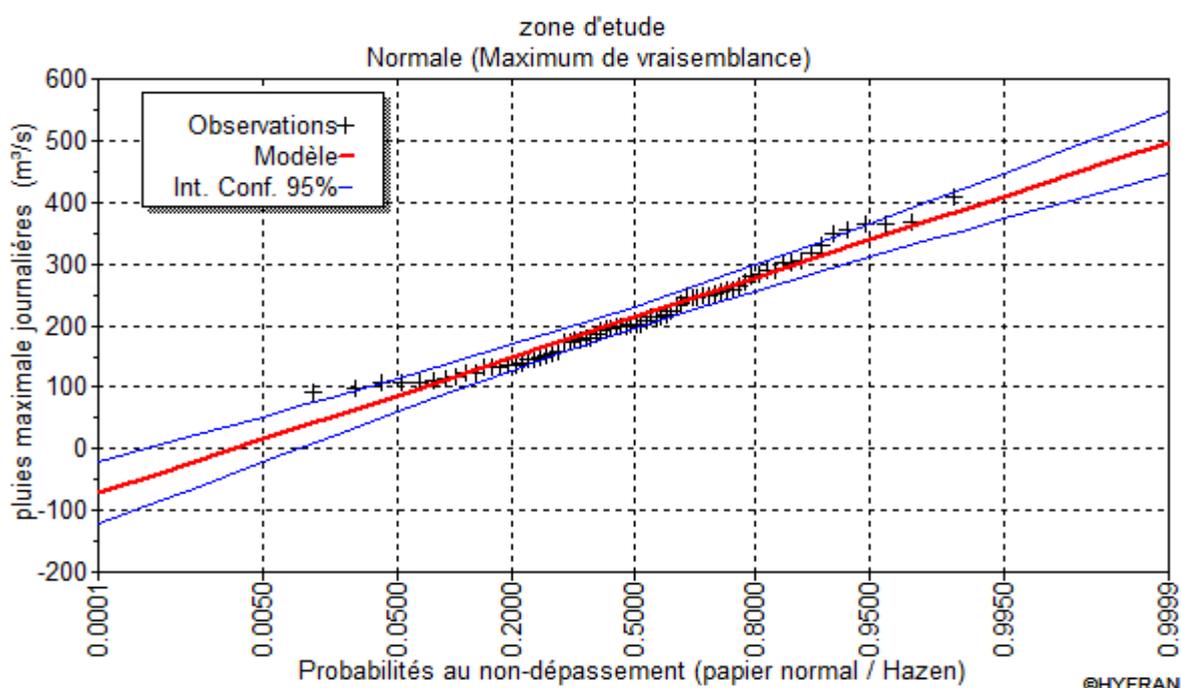


Figure (II.9) : Ajustement pas la loi de Galton

Tableau (II .20) : Comparaison des caractéristiques de loi et de l'échantillon

Gumbel (Méthode des moments)	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	91
Maximum	Aucun	410
Moyenne	212.60	212.60
Ecart type	76.568	76.568
Médiane	212.60	201.40
Coefficient de variation C_v	0.36015	0.36015
Coefficient de d'asymétrie C_s	0	0.50842
Coefficient d'aplatissement C_k	3	2.4726

II.3.4.3. Comparaison entre deux lois d'ajustement

La figure suivante montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement. (**loi de Gumbel, loi de Galton**)

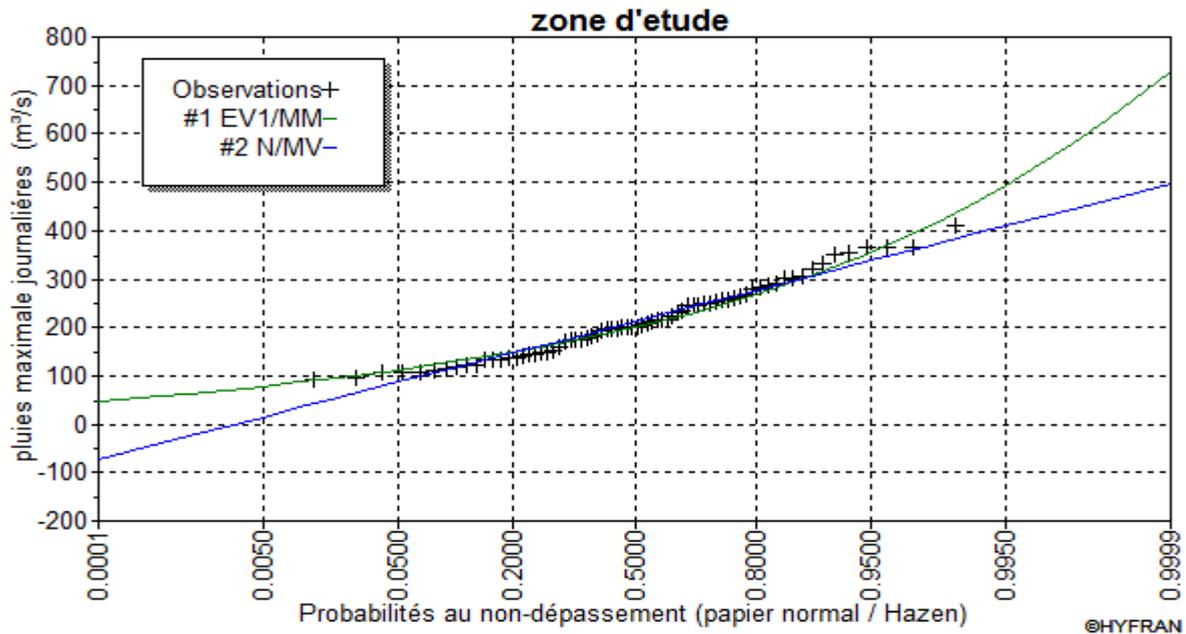


Figure (II.10) : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

Remarque : En se référant aux graphes obtenus, par ces deux lois, celui de **Gumbel** et **Galton**, nous remarquerons que l'ajustement issu de la loi de **Gumbel** est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales est plus proche de la droite théorique.

II.3.5. Pluies de courte durée

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

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec :

t : durée de l'averse

b : exposant climatique b = 0.31 selon les études régionales

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II.20)$$

Avec : I : l'intensité maximale de période t (h) ;

P ct: Pluies de courte durée (mm),

It : Intensité maximale (mm/h).

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

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau (II.21) : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de périodes retour T (ans)

PDR	100		50		20		10		5		2	
	Pct	It										
0.5	136.362	272.724	123.806	247.612	107.055	214.110	94.110	188.221	80.618	161.236	60.241	120.481
1	169.049	169.049	153.483	153.483	132.717	132.717	116.669	116.669	99.943	99.943	74.681	74.681
2	209.571	104.786	190.274	95.137	164.530	82.265	144.636	72.318	123.900	61.950	92.582	46.291
4	259.807	64.952	235.885	58.971	203.969	50.992	179.306	44.827	153.599	38.400	114.775	28.694
6	294.604	49.101	267.478	44.580	231.287	38.548	203.322	33.887	174.172	29.029	130.147	21.691
8	322.085	40.261	292.428	36.553	252.862	31.608	222.287	27.786	190.418	23.802	142.287	17.786
10	345.153	34.515	313.372	31.337	270.973	27.097	238.208	23.821	204.057	20.406	152.478	15.248
12	365.223	30.435	331.594	27.633	286.729	23.894	252.059	21.005	215.922	17.993	161.344	13.445
14	383.100	27.364	347.825	24.845	300.763	21.483	264.397	18.885	226.491	16.178	169.242	12.089
16	399.291	24.956	362.525	22.658	313.475	19.592	275.571	17.223	236.063	14.754	176.395	11.025
18	414.139	23.008	376.006	20.889	325.132	18.063	285.819	15.879	244.841	13.602	182.954	10.164
20	427.889	21.394	388.490	19.425	335.927	16.796	295.309	14.765	252.970	12.649	189.028	9.451
22	440.720	20.033	400.140	18.188	346.000	15.727	304.164	13.826	260.556	11.843	194.697	8.850
24	452.770	18.865	411.080	17.128	355.460	14.811	312.480	13.020	267.680	11.153	200.020	8.334

Chapitre II : Etude hydrologique

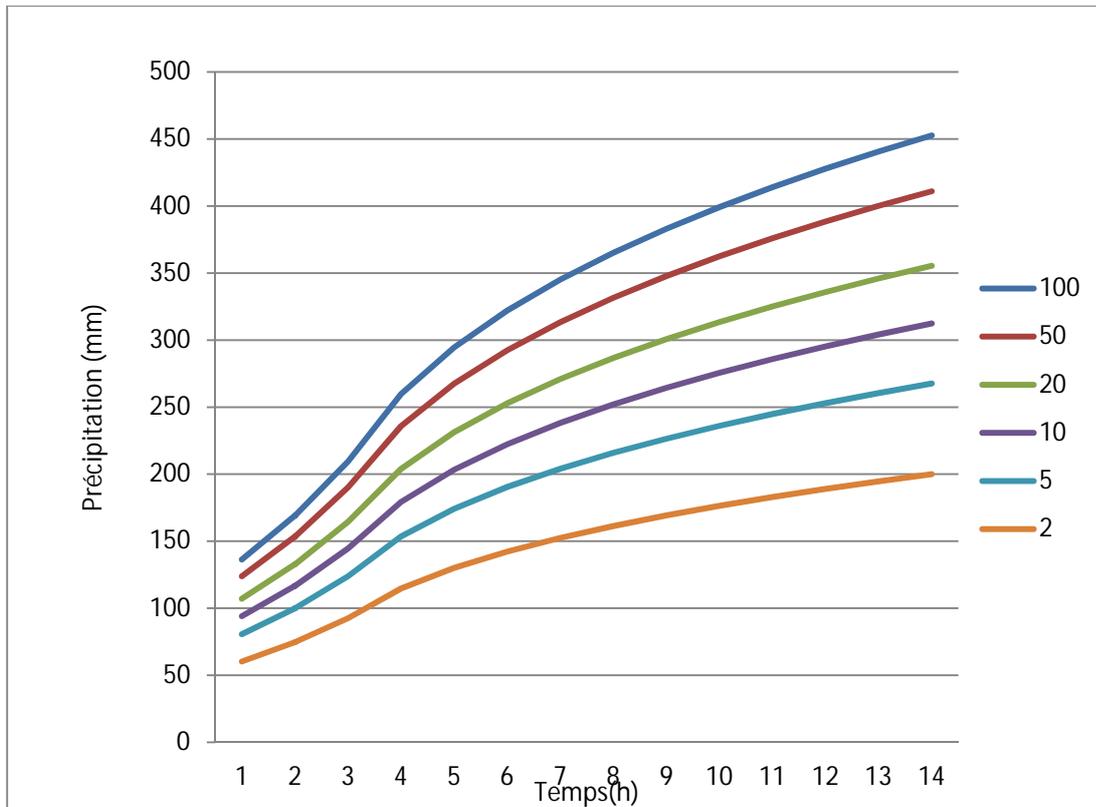


Figure (II.11) : Courbes des pluies fréquentielles

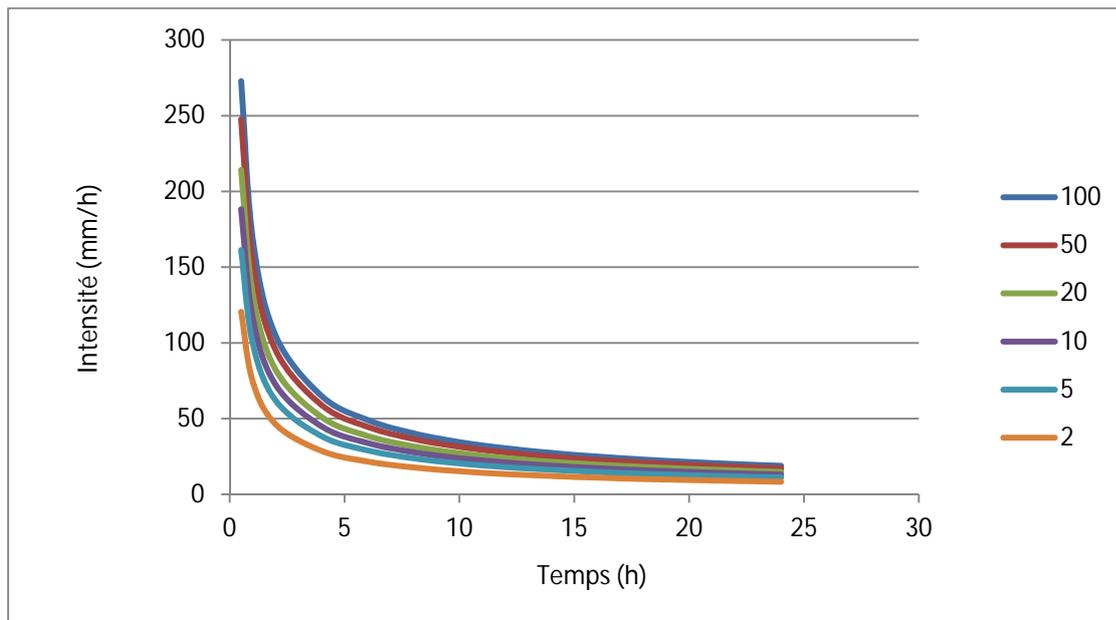


Figure (II.12) : Courbes intensité -durée -fréquence

II.4. Les apports

II.4.1. Apports liquides

II.4.1.1. Apport moyen interannuel

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

1. Formule de l'ANRH

$$\bar{A} = 0.915 \cdot P_{\text{moy}}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.21)$$

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (m)

S : superficie de bassin (Km²)

2. Formule de MEDINGUER

$$\bar{A} = l_e \cdot S \dots\dots\dots (II.22)$$

$$l_e = 1.024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II.23)$$

l_e : lame d'eau écoulée (mm)

P : pluie moyenne annuelle (mm)

3. Formule de M.SAMIE

$$\bar{A} = l_e \cdot S \dots\dots\dots (II.26)$$

$$L_e = p^2 (293 - 2.2\sqrt{s}) \dots\dots\dots (II.27)$$

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en (m)

S : surface de bassin versant (Km²)

L_e : lame d'eau écoulée (mm)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.22) : Apports moyens interannuels

Sous bassin	SB1	SB2
Apport moyen interannuel A_0	Mm ³	Mm ³
Formule de l'ANRH	7.44	5.74
Formule de MEDINGUER	7.43	5.45
Formule de SAMIE	3.56	2.64

Remarque

On prend les valeurs de la formule de **MEDINGUER** parce qu'elles sont proches des valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques

III.4.1.2. Caractéristique de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par la relation suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II.28)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (II.29)$$

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

c) Lamme d'eau écoulée

On a: $L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (II.30)$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin Km^2

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (II.31)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

e) Coefficient de variation

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

- **Formule de SOKOLOVSKY**

On a :

$$C_v = a - 0.063 \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (II.32)$$

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 \dots\dots\dots (II.33)$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/ km^2].

Chapitre II : Etude hydrologique

▪ **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ**

$$C_V = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots (II.34)$$

On a :

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

▪ **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (II.35)$$

On a :

S : Superficie du bassin en [km²]

Les résultats des caractéristiques d'écoulement dans le tableau suivant :

Tableau (II.23) : Les caractéristiques de l'écoulement

SB	S (KM ²)	A ₀ (MM ³)	M _e (L/S)	M ₀ (L/S/KM ²)	L _e (MM)	C _v		
						F-SOKO	F-OURK	F-ANTO
SB1	31.9	7.43	2.35	0.07	232.91	1.02	0.5	0.36
SB2	23.43	5.45	1.73	0.07	232.60	1.03	0.5	0.36

Remarque

On prend les valeurs de la formule de **L'ANTONOV** parce qu'elles sont proches des valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques

II.4.2.Evaluation des apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

▪ **Formule de TIXERONT**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion

$$E_S = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II.36)$$

Où : E_S : taux d'abrasion (t/km²/an)

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

A : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

a = 350 (perméabilité moyenne).

Chapitre II : Etude hydrologique

Le volume des sédiments est donné par la relation suivante

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (II.37)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (II.24) : Les apports solides

Sous bassin	S (Km)	L_e (mm)	E_s (T/Km ² /an)	V_s (m ³ /an)
SB1	31.9	232.91	792.76	15805.6525
SB2	23.43	232.60	792.61	11606.7814

Tableau (II.25) : Calcul des apports liquides et solides

	BV1	BV2
E_s (t/Km ² /an)	792.76	792.61
Apport liquide (m ³ /an)	7430000	5450000
Apport solide (m ³ /an)	15805.6525	11606.7814
Apport total (m ³ /an)	7445805.653	5461606.781

II.5. Etude de crues

II.5.1. Différentes méthodes d'évaluation des crues [4, 7, 14]

Des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues les méthodes de calcul différentes aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles à ses avantages et ses inconvénients les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique du aux variations des conditions et des données qui font que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature :

- **Méthodes historiques** : Etudes 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 période de retour comme les formules de GREAGER, FULLER, SNYDER et POSSENTI...etc.

Dans la présente étude on va utiliser les méthodes empiriques car elles sont fréquemment utilisées et mieux adaptées pour les petits bassins.

II.5.2. Application sur les bassins versants

D'après les données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques :

Rationnelle, Giandotti, Turazza, ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

II.5.2.1. Formule de Giandotti

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

$$Q_{max.p\%} = \frac{S.C.H_{tc.p\%}\sqrt{H_{moy}-H_{min}}}{4\sqrt{S}+1.5L} \dots\dots\dots(II.38)$$

S : surface en km² ;

H_{moy} : altitude moyenne en m ;

H_{min} : altitude minimale en m ;

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

C : Coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166 ;

H_{tc.p%} : lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux ;

Pour des bassins de topographie moyen accidenté c=0.10.

II.5.2.2. Formule Rationnelle

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max.p\%} = C . I . S \dots\dots\dots(II.39)$$

S : Surface du bassin versant en Km².

I : Intensité d'une averse en (mm/h) déterminé selon la relation suivante :

$$I = 0,278 \times \frac{P_{tc.f\%}}{T_c} \dots\dots\dots(II.40)$$

T_c : Temps de concentration du bassin versant en heures,

C : Coefficient de ruissèlement. (C=0.65)

Chapitre II : Etude hydrologique

II.5.2.4. Formule de TURAZZA

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

$$Q_{\max(f\%)} = \frac{S \times P_{ic,f\%} \times C}{3,6 \times T_c} \dots\dots\dots (II.43)$$

A : Surface du sous bassin ;

i_{ic} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau n° (II.19).

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

Les débits de crue des sous bassins par les différentes formules dans les tableaux suivants.

Tableau (II.26) : Débits de crues au sous bassin n°1

Débit de crue sous bassin ° 01			
Période de retour	Formule de Giandotti	Formule rationnelle	Formule de Turazza
an	(M ³ /s)	(M ³ /s)	(M ³ /s)
100	120.69	158.87	220.52
50	102.69	135.22	170.56
20	89.47	109.13	129.36
10	69.78	89.08	107.54
5	49.65	77.43	88
2	37.98	43.86	39.54

Tableau (II.27) : Débits de crues au sous bassin n°2

Débit de crue sous bassin ° 02			
Période de retour	Formule de Giandotti	Formule Rationnelle	Formule de Turazza
an	(M ³ /s)	(M ³ /s)	(M ³ /s)
100	109.58	110.58	205.65
50	88.69	100.96	148.98
20	74.58	81.43	102.69
10	55.98	63.36	80.98
5	47.58	45.65	66.58
2	34.69	35.69	36.98

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau (II.28) : Débits de crues au bassin versant.

Débit de crue au bassin versant			
Période de retour	Formule de Giandotti	Formule Rationnelle	Formule de Turazza
an	(M ³ /s)	(M ³ /s)	(M ³ /s)
100	125.65	180.36	225.36
50	110.58	160.58	180.25
20	90.61	109.36	140.25
10	74.25	120.85	95.36
5	55.36	105.37	74.31
2	47.24	88.26	45.25

Nous adoptons les débits maximaux des crues données par la formule **Rationnelle** étant donné que la méthode adoptée est la plus utilisée en l'Algérie pour tracé de l'hydrogramme de crue.

II.5.3. Hydrogrammes de crues

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode **Rationnelle**, cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue

$$\text{La montée de la crue : } Q_m(t) = Q_{\max p} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^3 \dots\dots\dots(\text{II.44})$$

$$\text{La décrue : } Q_d(t) = Q_{\max p} * \left(\frac{t_b-t}{t_d}\right)^2 \dots\dots\dots(\text{II.45})$$

$Q_{\max p}$: Débit maximum de crue (de pointe) en m³/s ;

$Q_m(t)$: Débit instantané au moment de la montée en m³/s ;

$Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m³/s ;

t_m : Temps de montée en heures ;

t_d : Temps de décente en heures ;

t_b : Temps de base en heures ;

On a $t_m = t_c$ $t_d = y.t_m$ et $t_b = t_m + t_d$

y : Dépend de la capacité de régulation du bassin. On prend $y = 2$.

Donc : $t_m = t_c$ $t_d = 2.t_m$

Tableau (II.29) : Temps des sous bassins versants (monté et décrue)

	BV1	BV2	BV
$T_m(\text{h})$	2.97	1.87	2.98
$T_d(\text{h})$	5.94	3.74	5.96
$T_b(\text{h})$	8.91	5.61	8.94

Chapitre II : Etude hydrologique

Les débits de crue des différentes périodes de retour de chaque sous bassin sont donnés aux tableaux suivants et les hydrogrammes correspondants.

Tableau (II.30) : Les débits de crues des différentes périodes de retour pour le sous bassin N°1

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	100	50	20	10	5	2
0	0	0	0	0	0	0
1	6,06	5,16	4,17	3,4	2,96	1,67
2	48,51	41,29	33,32	27,2	23,64	13,39
2.97	158,87	135,22	109,13	89,08	77,43	43,86
3	157,269	133,858	108,03	88,182	76,65	43,418
4	108,551	92,391	74,565	60,865	52,905	29,968
5	68,837	58,59	47,285	38,598	33,55	19,004
6	38,129	32,453	26,191	21,379	18,583	10,526
7	16,426	13,981	11,283	9,21	8,006	4,535
8	3,729	3,174	2,561	2,091	1,817	1,029
8.5	0,757	0,644	0,52	0,424	0,369	0,209
8.90	0	0	0	0	0	0
8.91	0	0	0	0	0	0

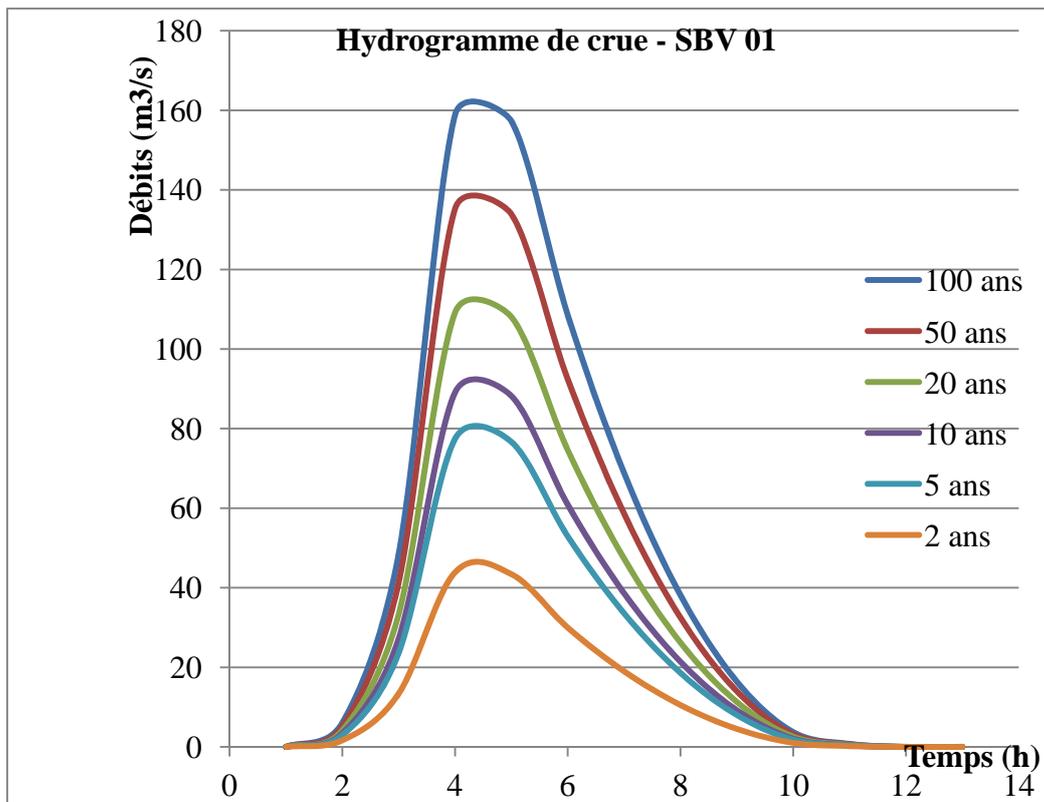


Figure (II.13) : Hydrogramme de crue de SB1

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau (II.31) : Les débits de crues des différentes périodes de retour pour le sous bassin N°2

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	100	50	20	10	5	2
0	0	0	0	0	0	0
0.5	2,11	1,93	1,56	1,21	0,87	0,68
1	16,91	15,44	12,45	9,69	6,98	5,46
1.5	57,07	52,11	42,03	32,70	23,56	18,42
1.87	110,58	100,96	81,43	63,36	45,65	35,69
2	103,03	94,06	75,87	59,03	42,53	33,25
2.5	76,46	69,81	56,31	43,81	31,57	24,68
3	53,85	49,17	39,66	30,86	22,23	17,38
3.5	35,20	32,13	25,92	20,17	14,53	11,36
4	20,49	18,71	15,09	11,74	8,46	6,61
4.5	9,74	8,89	7,17	5,58	4,02	3,14
5	2,94	2,69	2,17	1,69	1,21	0,95
5.5	0,10	0,09	0,07	0,05	0,04	0,03
5.61	0	0	0	0	0	0

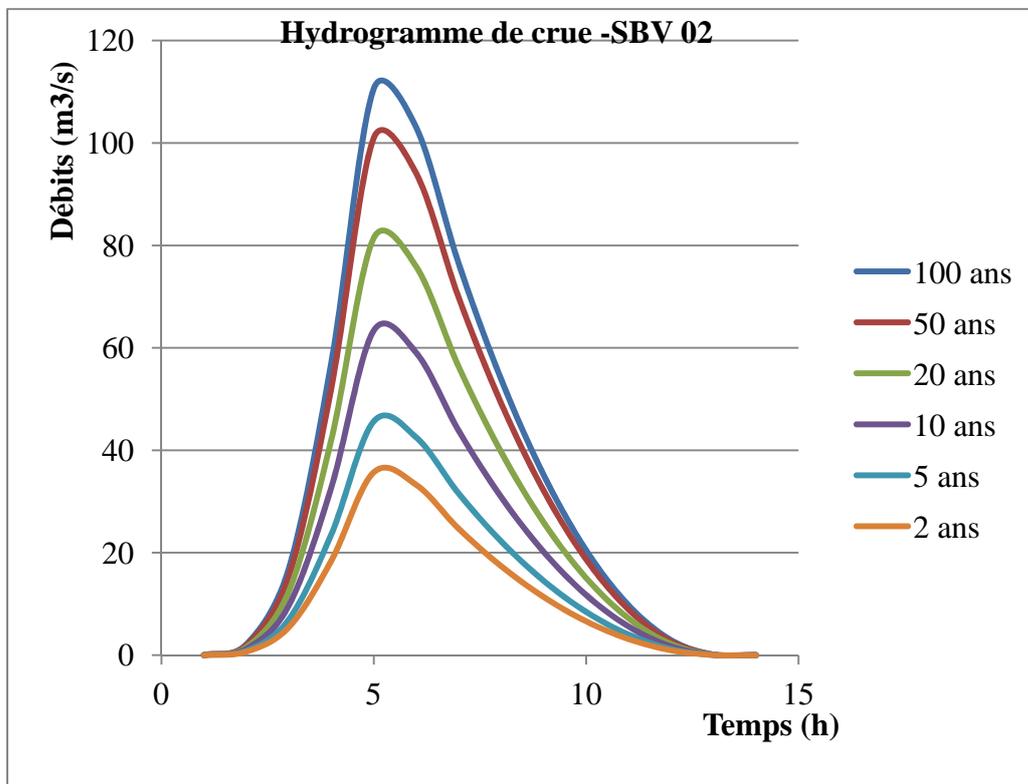


Figure (II.14) : Hydrogramme de crue de SB2

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau (II.32) : Les débits de crues des différentes périodes de retour pour le bassin versant

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	100	50	20	10	5	2
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
1	6,82	6,07	5,13	4,57	3,98	3,34
2,5	106,49	94,81	80,09	71,35	62,21	52,11
2,98	180,36	160,58	135,65	120,85	105,37	88,26
3	179,15	159,50	134,74	120,04	104,66	87,67
4	123,91	110,32	93,19	83,02	72,39	60,64
5	78,82	70,18	59,28	52,81	46,05	38,57
6	43,89	39,07	33,01	29,41	25,64	21,48
6,5	30,23	26,91	22,74	20,26	17,66	14,79
7	19,11	17,01	14,37	12,80	11,16	9,35
7,5	10,53	9,37	7,92	7,05	6,15	5,15
7,9	5,49	4,89	4,13	3,68	3,21	2,69
8	4,49	3,99	3,37	3,01	2,62	2,20
8,5	0,98	0,88	0,74	0,66	0,57	0,48
8,94	0	0	0	0	0	0

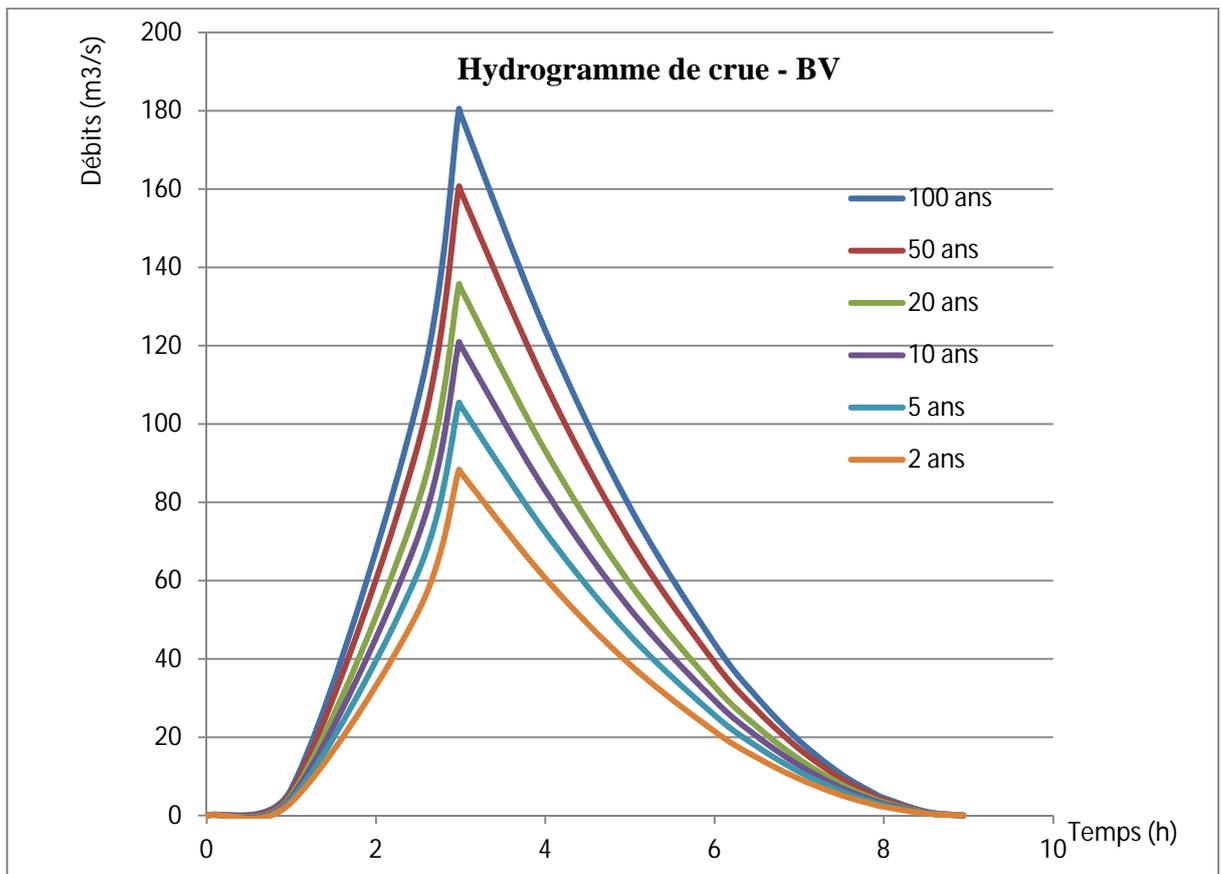


Figure (II.15) : Hydrogramme de crue de BV

Conclusion

Les hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des débits dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs de débits qui, traversant la ville d'EL KSEUR ont permis de dimensionner les ouvrages proposés pour se protéger contre les inondations affectant cette dernière.

CHAPITRE III

Modélisation et simulation des crues centennales avec le code HEC-RAS

Introduction

L'étude d'aménagement du cours d'eau présentée ici, nécessite une connaissance parfaite de l'état des lieux de notre zone d'étude et détermination des facteurs entraînant les différents risques, parmi eux le risque d'inondation.

Pour arriver à ces fins nous entamons cette partie avec une description du cours d'eau, le type de terrain au voisinage de ce dernier.

La deuxième partie sera consacrée à introduire les données hydrologiques suivant les critères morphométriques de la zone d'étude avec le logiciel HEC RAS (version 5.0.1) dans le but de déterminer comment la crue centennale se manifeste dans le cours d'eau, ainsi les hauteurs d'eau résultantes et localiser les zones où il y a un débordement. La base de données nécessaire à l'application de ce modèle sera générée par le logiciel AUTOCAD CIVIL 3D,

Qui est un outil informatique puissant qui donne des résultats précis en chaque section transversale définie par l'utilisateur.

Avec l'utilisation du module RAS MAPPER du HEC-RAS (une classification des zones inondables « zonage » a été faite, en classant les zones inondables causées par l'oued pour la crue centennale.

III.1. Description du cours d'eau

Le cours d'eau est constitué de l'oued principale « Oued El kseur » et un autre affluent de ce dernier « Oued Karichi »

III.1.1. Oued EL KSEUR

Oued El kseur est le cours d'eau principal, les sommets des montagnes qui entourent la ville constituent une source pérenne pour le oued ce qui justifie les grands débits en eau véhiculés par ce dernier.

Il traverse dans sa majeure partie des zones urbaines ainsi que des terrains agricoles de la ville Berchiche par l'ouest, les zones de débordement se situent au niveau des terrains avoisinant l'Oued sur une largeur moyenne de 15 mètres du lit mineur.

III.1.2. Oued KARICHI

Il s'agit d'un affluent d'oued El Kseur avec une longueur faible par rapport à ce dernier, il traverse les zones urbaines de la ville de Berchiche du côté Est. Le débordement de l'oued sur une partie de la route qu'il traverse cause plusieurs fois sa fermeture à la circulation ce qui constitue un malaise pour les habitants, ainsi que des milliers d'étudiants résidents dans les cités universitaires au voisinage de l'Oued.

III.1.3. Aperçu sur les ouvrages existants

Les ouvrages existants sont localisés dans les endroits suivants :

Tableau (III.1) : Les ouvrages existant sur la traverse de notre cours d'eau

Nature	Coordonnées UTM	Dimensions	Etat
Pont	X = 665 677 Y = 406 1233	H = 7 m B = 34 m	Moyen
Pont	X = 665 718 Y = 406 1169	H = 6.30 m B = 36 m	Bon
Passage en dalot	X = 666 789 Y = 4060 535	H = 3 m B = 10 m	Moyen
Pont (RN 12)	X = 666 855 Y = 4060 217	H = 7 m B = 50	Bon

Constatations

Après avoir donné un descriptif sur l'état de l'oued et après une visite sur le terrain nous avons constaté plusieurs défaillances, parmi eux, on cite l'empiétement de l'oued par des constructions, la réduction des sections d'écoulement, le rétrécissement de sa largeur avec la décharge archaïque des remblais de terre par les habitants, l'envahissement de la végétation le lit d'oued et la présence d'un tissu urbain important sur les rives de l'oued.

Toutes ces contraintes mènent à un risque éminent d'inondations.



Figure (III.1) : Débordement d'oued Karichi sur la route reliant Berchiche et la RN 12

III.2. Choix du modèle de simulation des crues

Les modèles monodimensionnels (1D) dites filaires, dans ce cas la géométrie du cours d'eau est représentée par une succession de profils en travers, où la vitesse de l'eau est calculée seulement suivant l'axe de l'écoulement .

Les modèles bidimensionnels (2D), qui modélisent la section du cours d'eau par un maillage 2D, c'est-à-dire qu'ils permettent de calculer les champs de hauteur et de vitesse de l'eau sur chaque maille (Horrit et bates, 2002) [11].

Pour notre cas on s'intéresse seulement à l'élévation maximale de la ligne d'eau pour le débit max, donc on se contente d'une modélisation monodimensionnelle (1D) avec un régime d'écoulement permanent en utilisant le logiciel HEC RAS.

III.2.1. Justification du choix du modèle

Dans leurs travaux de comparaison entre diverses approches de modèles hydrauliques, Horrit et Bates (2002) ont souligné la robustesse du modèle monodimensionnel HEC-RAS dans La simulation de certaines crues. Geoffroy (2007) a testé la sensibilité du modèle HEC-RAS dans la simulation des paramètres morphogènes d'une rivière du Bas-Rhin et a noté la fiabilité du modèle dans la reproduction lignes d'eau, et de l'étendue des crues [11].

III.3. Présentation du logiciel HEC RAS [16]

C'est un logiciel de modélisation monodimensionnelle qui a été développé par l'US Army Corps of Engineers. HEC-RAS (version 5.0.1 publiée en AVRIL 2016) signifie Hydrologic Engineering Center – River Analysis System, (Centre d'ingénierie en hydrologie – système d'étude des rivières). Il permet de faire des simulations en régimes permanent et transitoire d'une rivière. Il permet aussi de faire une simulation avec des maillages du cours d'eau.

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

Un modèle hydraulique HEC – RAS contient dans sa géométrie des profils en travers des rivières et les profils des ouvrages. Les profils en long sont calculés à l'altitude de profils en travers du thalweg , les profils en travers sont perpendiculaires au sens de l'écoulement et présentent des coordonnées et des altitudes topographiques. Ils décrivent la forme et l'allure de la rivière. Par rapport à d'autre logiciels de simulation, le logiciel HEC – RAS tient compte des calculs en présence des ouvrages dans la rivière pendant la simulation et garde en général les topographies extraites des données du système géographique. Le temps de calcul d'HEC –RAS pour une simulation est plus rapide.

Le logiciel HEC RAS est téléchargeable gratuitement sur le site :

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

III.3.1. Les équations utilisées par le logiciel [11]

Le logiciel HEC-RAS utilise les équations de Saint-Venant 1D ("shallow water equations" en anglais) pour relier les hauteurs d'eau et les débits. Ces équations se déduisent des équations de Navier-Stokes grâce à des simplifications liées au modèle de la rivière.

La ligne d'eau est calculée d'une section à une autre en résolvant l'équation de l'énergie par une méthode itérative. Elle est obtenue à partir de l'équation de quantité de mouvement, et représente la conservation de la charge hydraulique de Bernoulli. L'équation résolue est la suivante :

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

Z : cote du fond du lit ;

Y : hauteur d'eau à la section ;

α : coefficient de pondération de la vitesse ;

V : vitesse moyenne sur la section ;

g : accélération de la pesanteur ;

h_e : perte de charge.

Le coefficient de perte de charge sera calculé à l'aide de la formule suivante :

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \dots\dots\dots(III.2)$$

Avec :

L : la distance entre les deux profils ;

S_f : la pente de la ligne d'énergie (pente de frottement) ;

C : le coefficient d'expansion ou de concentration .

La figure ci-dessous illustre l'apport de chaque terme de l'équation (III.1).

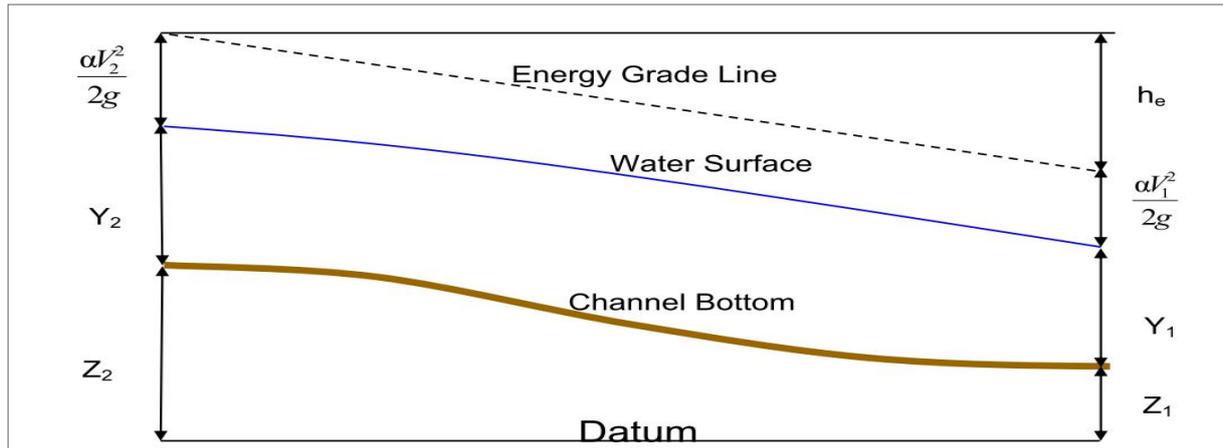


Figure (III.2) : Conservation de la charge entre deux sections [16]

Les pertes de charge estimées proviennent des effets de frottement et de contraction/expansion du cours d'eau. La paramétrisation de Manning-Strickler est utilisée pour le frottement. Pour évaluer correctement les pertes de charge et donc le frottement, HEC-RAS découpe chaque section en plusieurs domaines verticaux et pour chaque domaine on introduit leur coefficient de frottement. En effet le frottement dépend de la vitesse et sachant que la vitesse n'est pas la même sur les bords, dans le lit majeur ou dans le lit mineur. Le découpage se fait comme sur l'image qui suit :

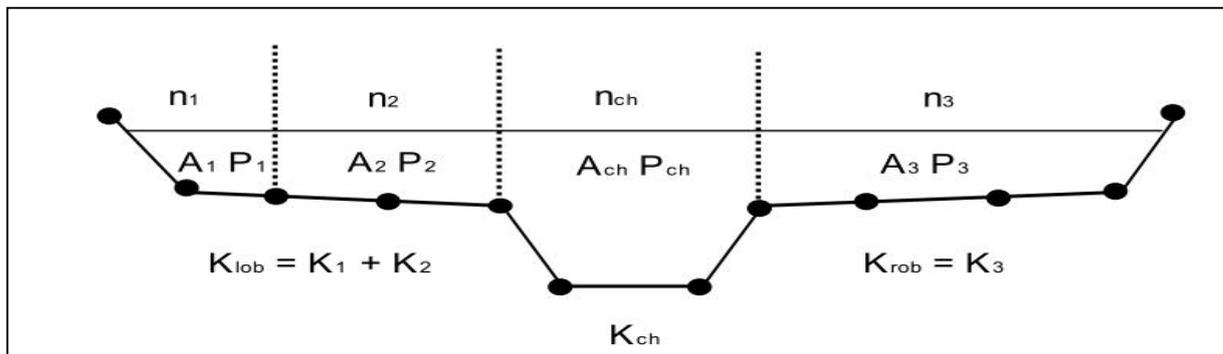


Figure (III.3) : Découpage de la section pour le calcul du frottement [16]

III.4. La banque de données nécessaire pour la modélisation avec HEC RAS

L'application du modèle HEC RAS nécessite une banque de données bien précise de tous les tronçons du cours d'eau étudié on trouve :

- Les données géométriques relatives de chaque section ;
- Le profil en travers définie par une série de couples distance-altitude ;
- Le coefficient de rugosité du lit majeur et mineur ;
- Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe du lit mineur ;
- Les données hydrométriques à savoir, le débit et les conditions aux limites.

III.5. La démarche de la modélisation

La démarche de modélisation comprend quatre étapes :

III.5.1. Modélisation de la géométrie

La réalisation de la géométrie des oueds consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement, elle correspond au maillage de la rivière.

Afin de faciliter la manipulation du logiciel on a subdivisé les cours d'eau en trois tronçons :

- i) Premier tronçon** : oued El kseur (amont de la confluence), $L = 2540$ m ;
- ii) Deuxième tronçon** : oued El kseur (aval de la confluence), $L = 200$ m ;
- iii) Troisième tronçon** : oued karichi (affluent d'oued El Kseur), $L = 480$ m.à

Les tronçons sont illustrés dans la figure suivante :

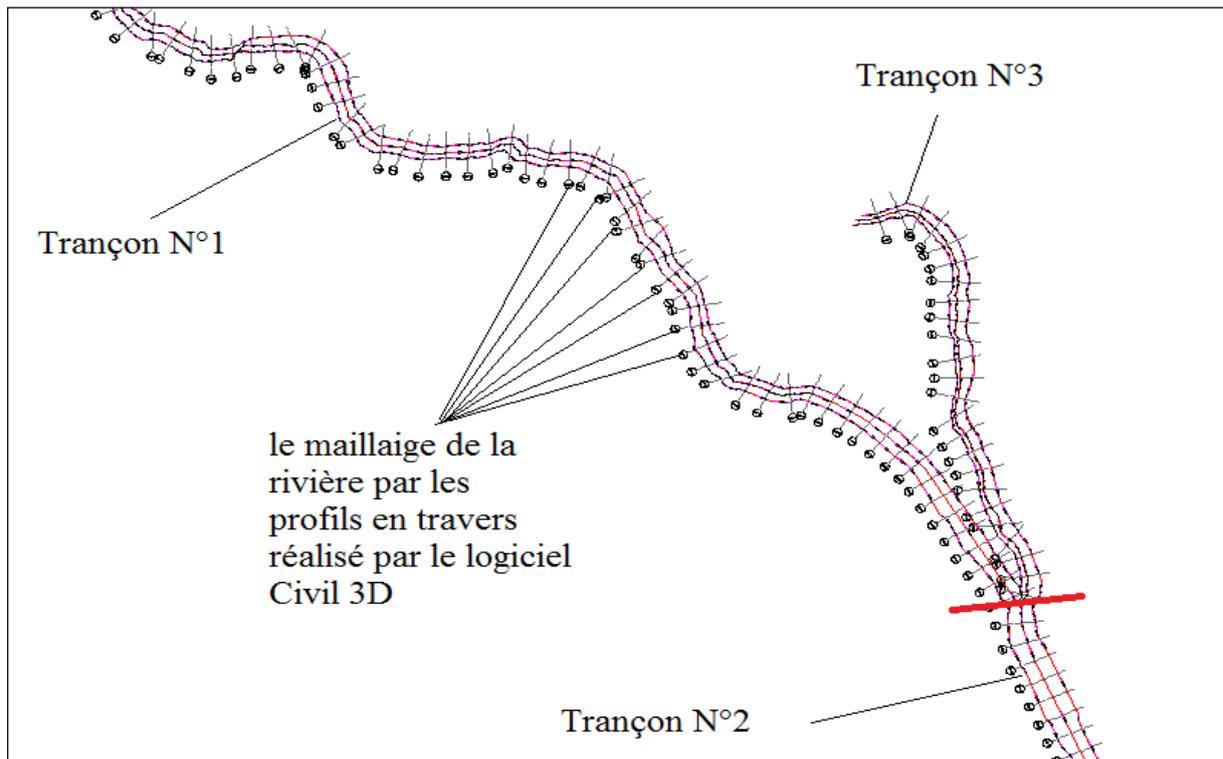


Figure (III.4) : Le maillage des tronçons du cours d'eau

Le maillage de la rivière est réalisé à l'aide de logiciel AUTOCAD CIVIL 3D. On s'appuyant sur le modèle numérique de terrain de notre zone d'étude pour couvrir la totalité de la zone inondable on a fait l'interpolation d'autres points à partir des points existant avec le logiciel COVADIS.

L'ensemble des tâches de cette partie est décrit dans le schéma suivant :

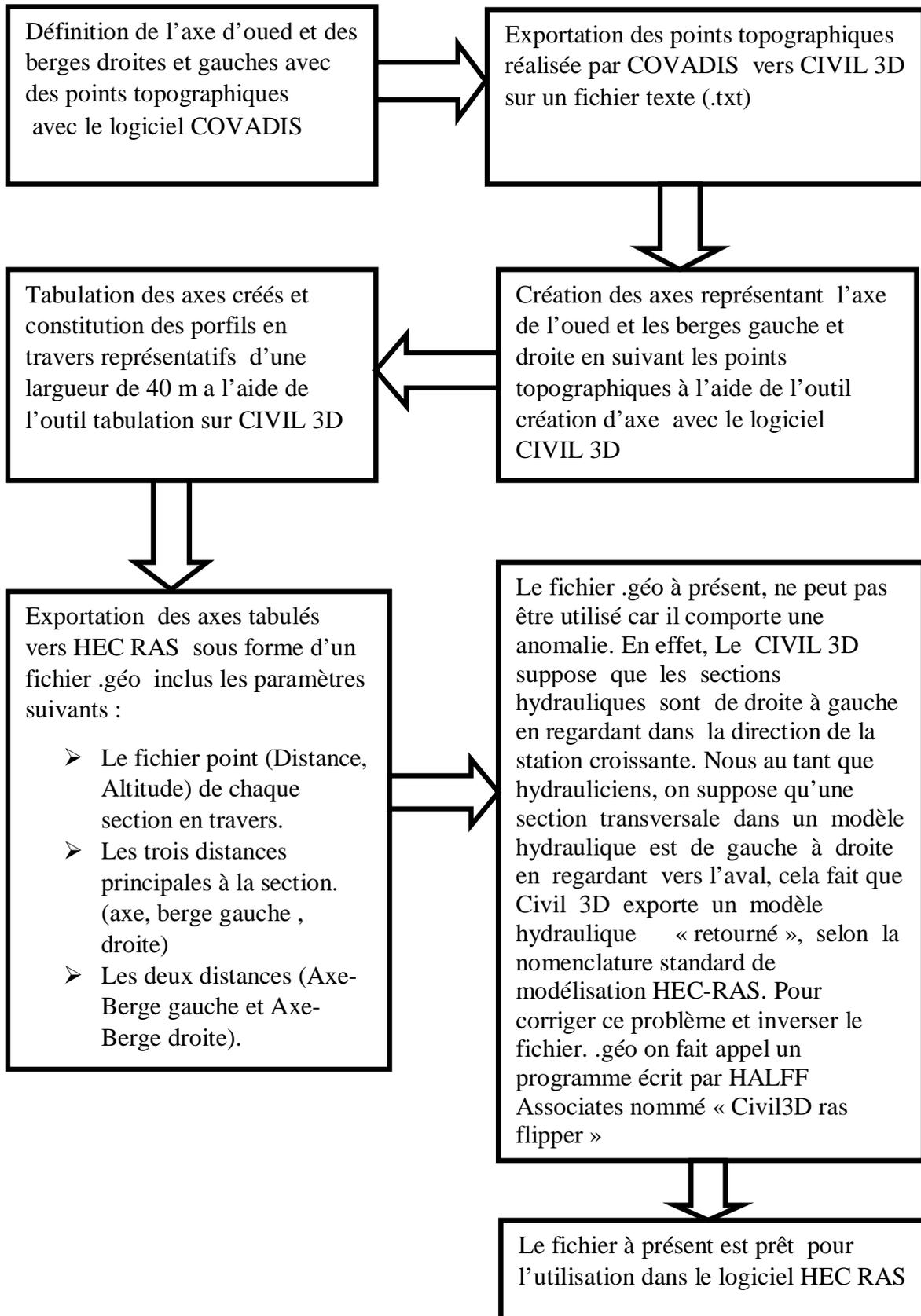
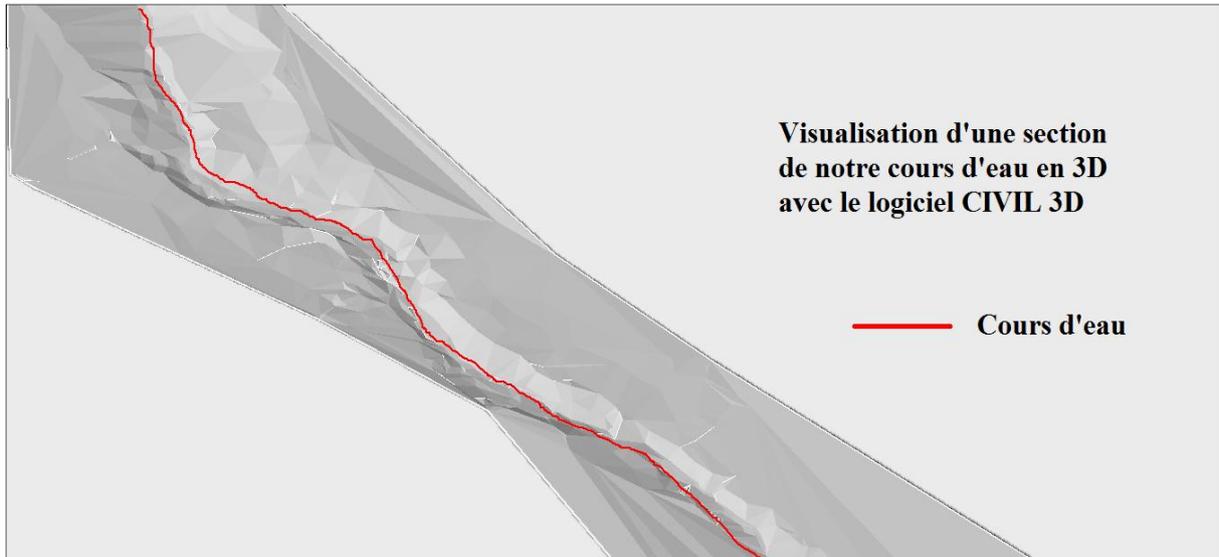


Figure (III.5) : Les différentes étapes pour définir le tracé de notre cours d'eau



Exportation du fichier .geo vers Civil 3D RAS Flipper pour l'inverser



Exportation du fichier .geo inversé vers HEC RAS

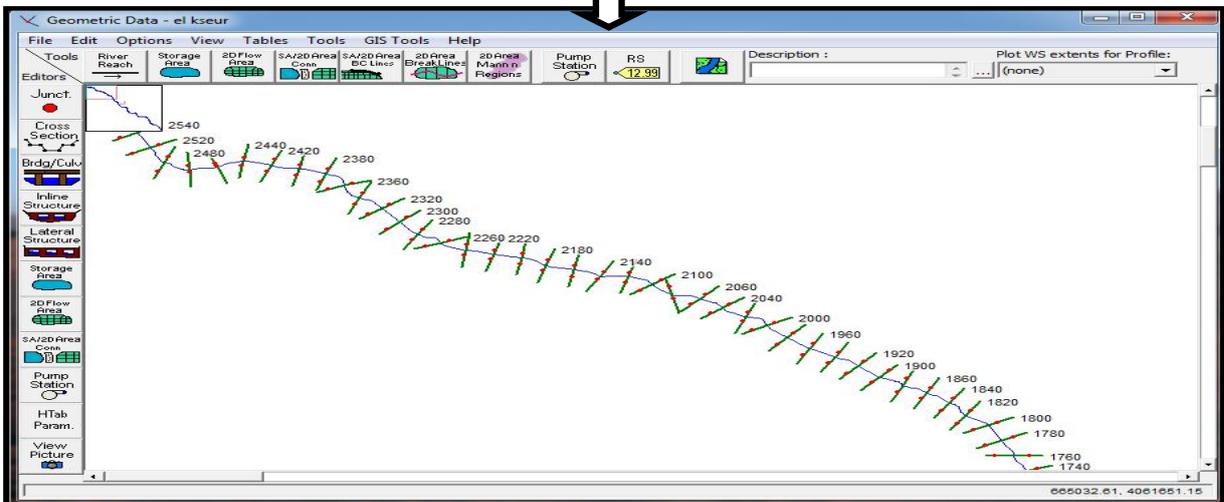


Figure (III.6) : Les différentes étapes pour définir le tracé de notre cours d'eau

III.5.1.1. Le choix de coefficient de frottement

Les valeurs de coefficient de frottement (mannning) de notre cours d'eau ont été fixées selon la nature du canal et le matériau qui constitue le canal.

Tableau (III.2) : Les ouvrages existants sur la traverse de notre cours d'eau

Berge droite	Lit mineur	Berge gauche
Peu de broussailles et d'arbres	Pente et section moins efficace avec méandre	Peu de broussailles et d'arbres
0.07	0.048	0.07

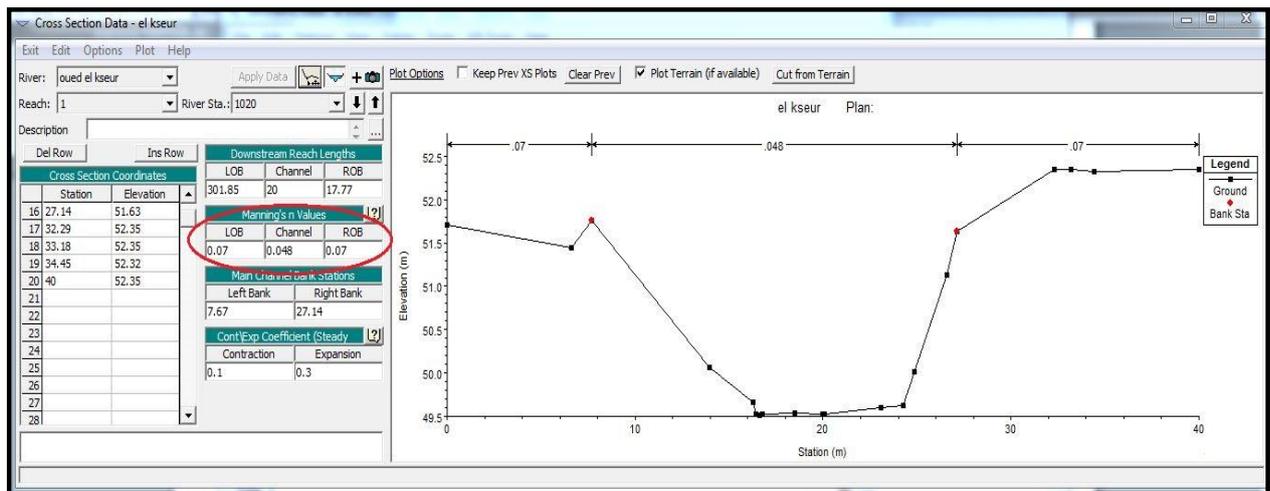


Figure (III.7) : Illustration d'un profil en travers sur HEC RAS ainsi que la répartition de coefficient de Manning

III.5.2. Modélisation de l'écoulement

La deuxième étape de la modélisation consiste à introduire les données suivantes :

- Un débit à entrée ;
- Les conditions aux limites.

Pour les conditions à entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le chapitre II, quant aux conditions aux limites, le modèle HEC-RAS prend en charge le calcul de la profondeur critique en amont et en aval dans le cas d'un régime mixte, alors il suffit de mentionner ça dans la case correspondante.

III.5.3. Lancement de la simulation

La troisième étape du travail consiste à choisir le type du régime supposé mixte pour notre cas et on lance la simulation

III.5.4. Visualisation des résultats

La dernière étape consiste à visualiser les résultats de calcul par le logiciel sous forme de graphe et tableau qui seront illustrés par chaque tronçon dans les figures suivantes :

III.5.4.1. Résultat de simulation à l'état naturel (avant l'aménagement)

a) Premier tronçon

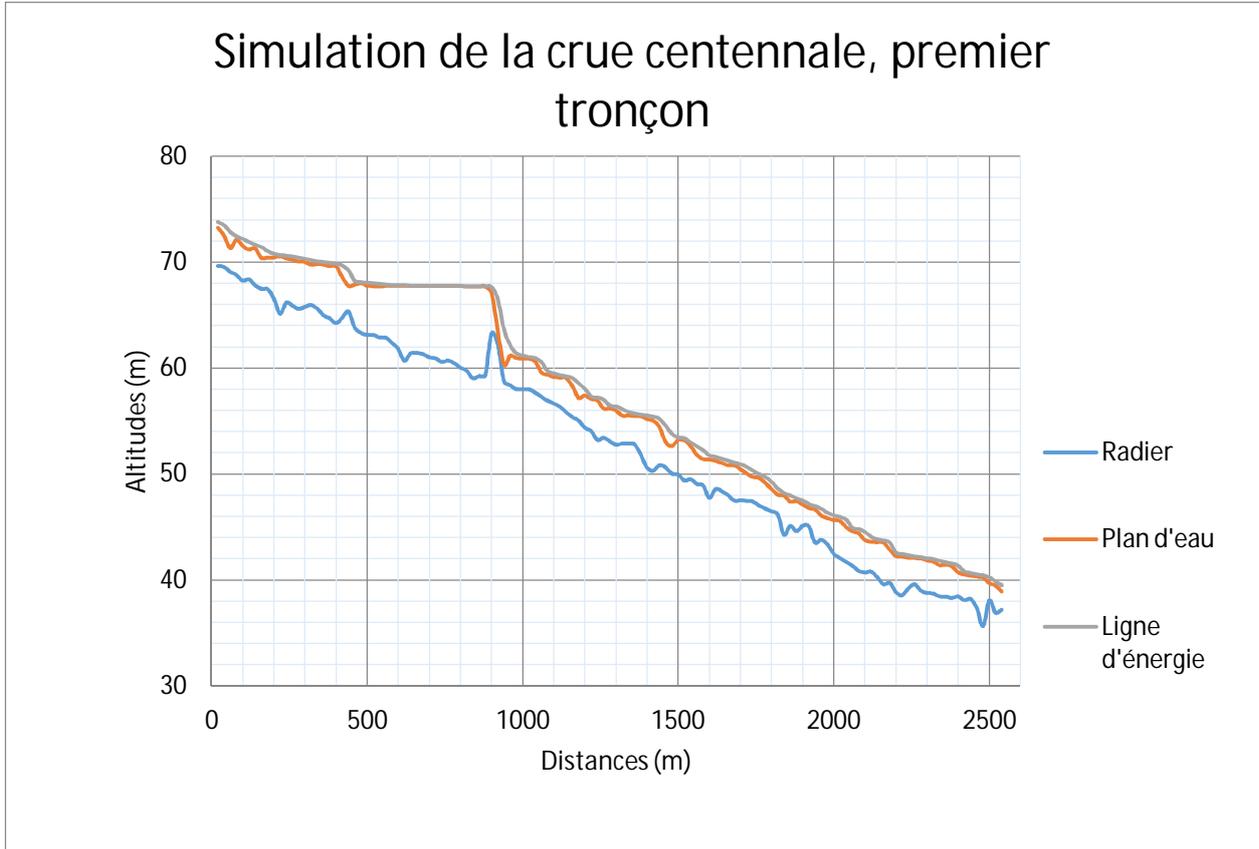


Figure (III.8) : Profil en long du premier tronçon à l'état naturel

Tableau (III.3) : Résultats de la simulation du premier tronçon à l'état naturel

Distances	Q	A	B	C	D	E	F	G	H	I	Régime
20	158.87	69.64	73.24	72.89	73.81	0.01048	3.45	50.27	27.61	0.76	Fluvial
100	158.87	68.24	71.51	71.25	72.22	0.01528	5.38	50.44	24.86	0.98	Fluvial
200	158.87	66.56	70.43		70.81	0.00773	2.96	60.64	28.7	0.64	Fluvial
300	158.87	65.78	69.99		70.34	0.00438	2.73	65.96	26.96	0.51	Fluvial
400	158.87	64.24	69.59		69.87	0.00241	2.51	79.78	30.97	0.39	Fluvial
500	158.87	63.11	67.77		68.08	0.0029	2.6	75.13	32.19	0.43	Fluvial
600	158.87	61.8	67.75		67.83	0.00052	1.41	155.01	40	0.2	Fluvial
700	158.87	61.02	67.74		67.79	0.0003	1.18	192.1	40	0.15	Fluvial
800	158.87	60.03	67.73		67.76	0.00012	0.8	241.45	40	0.1	Fluvial
900	158.87	63.27	67.04	67.04	67.66	0.0217	3.78	50.93	40	0.95	Fluvial
1000	158.87	58.02	60.88		61.2	0.0079	2.72	66.98	39.86	0.65	Fluvial

Chapitre III : Modélisation et simulation des crues centennales avec le code HEC-RAS

1100	158.87	56.66	59.15		59.51	0.01209	3.06	63.27	39.71	0.78	Fluvial
1200	158.87	54.36	57.41	57.41	58.06	0.01369	4.4	58.41	40	0.88	Fluvial
1300	158.87	52.75	55.97		56.37	0.00683	2.92	63.72	37.13	0.62	Fluvial
1400	158.87	50.6	55.16		55.54	0.00475	2.77	62.09	28.9	0.5	Fluvial
1440	158.87	50.83	54.38	54.38	55.2	0.02245	4.52	42.88	24.98	1.07	Torrentiel
1460	158.87	50.61	52.99	53.46	54.56	0.04171	5.92	33.16	28.83	1.45	Torrentiel
1480	158.87	50.02	52.61	52.9	53.8	0.02512	4.97	37.2	30.48	1.15	Torrentiel
1500	158.87	49.95	53.21	52.22	53.47	0.00348	2.42	78.21	33.62	0.46	Fluvial
1580	158.87	48.91	51.39	51.57	52.27	0.01838	4.84	50.14	40	1.02	Torrentiel
1600	158.87	47.74	51.36	51.01	51.78	0.00743	3.3	67.47	40	0.65	Fluvial
1700	158.87	47.52	50.45		50.94	0.00961	3.28	59.16	40	0.71	Fluvial
1800	158.87	46.46	48.57	48.51	49.29	0.02773	4.47	44.81	34.94	1.13	Torrentiel
1820	158.87	46.18	48.03	48.03	48.63	0.03229	4.27	49.59	40	1.14	Torrentiel
1900	158.87	45.11	47.1		47.51	0.01766	3.35	57.91	35.08	0.9	Fluvial
2000	158.87	42.46	45.63		46.12	0.0085	3.25	60.19	40	0.69	Fluvial
2100	158.87	40.68	43.76	43.76	44.56	0.01904	4.08	42.64	27.29	0.98	Fluvial
2200	158.87	38.84	42.24	41.59	42.61	0.00663	2.98	67.42	36.46	0.61	Fluvial
2300	158.87	38.76	41.83		42.06	0.00451	2.51	83.91	40	0.51	Fluvial
2400	158.87	38.44	40.7	40.7	41.35	0.02016	3.86	48.48	40	1	Critique
2500	158.87	38.06	39.69	39.64	40.26	0.02757	3.69	49.5	40	1.12	Torrentiel
2540	158.87	37.19	38.88	38.88	39.51	0.02858	3.71	46.84	40	1.14	Torrentiel

Avec : Q : débit de la crue centennale (m³/s) ;

A : altitude du radier (m) ;

B : altitude de la ligne d'eau (m) ;

C : profondeur critique (m) ;

D : profondeur de la ligne d'énergie (m) ;

E : pente de la ligne d'énergie (m/m) ;

F : vitesse d'écoulement (m/s) ;

G : surface mouillée (m²) ;

H : la largeur au miroir (m) ;

I : nombre de Froude.

Remarque :

Pour la crue centennale, la vitesse d'écoulement moyenne sur le premier tronçon est de 3.13 m/s, la pente du radier est non uniforme, la surface mouillée moyenne pour les section en travers est de 81.2 m². On remarque sur la simulation 3D de logiciel HEC RAS que l'eau déborde sur toute la longueur du tronçon

b) Deuxième tronçon

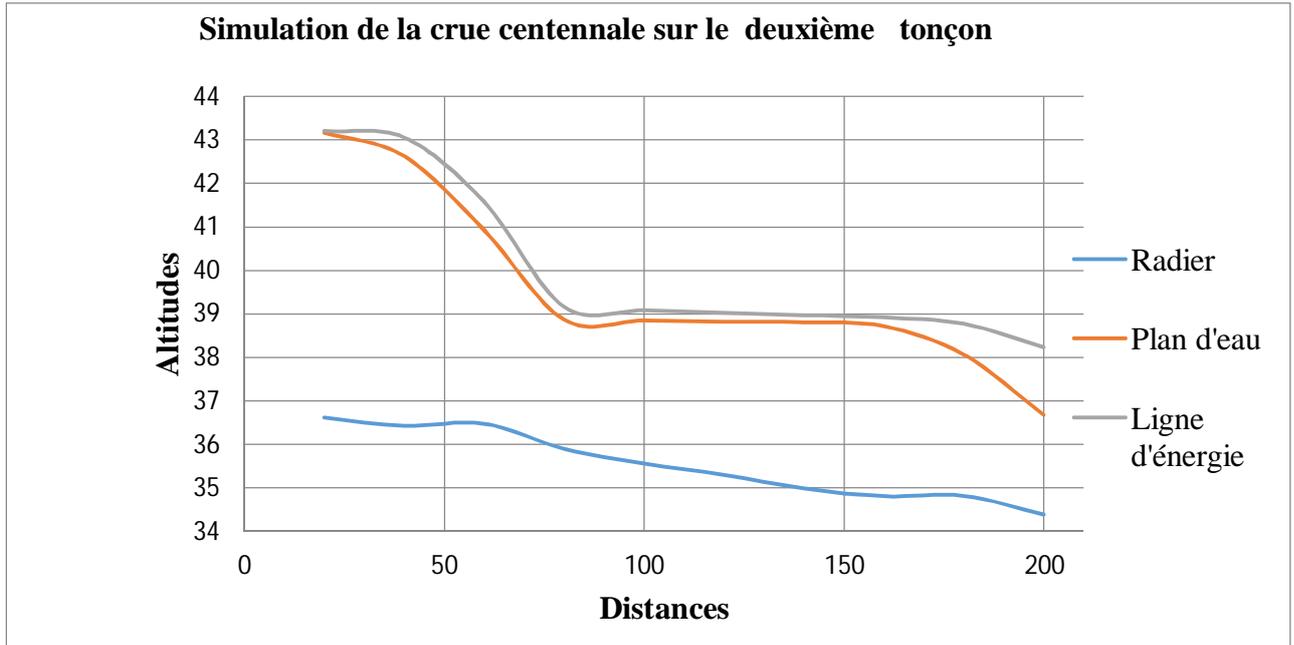


Figure (III.9) : Profil en long du deuxième tronçon à l'état naturel

Tableau (III.4) : Résultats de la simulation du deuxième tronçon à l'état naturel

Distances	Q	A	B	C	D	E	F	G	H	I	régime
20	180.36	36.62	43.16	38.78	43.21	0.000197	1.04	222.06	40	0.13	Fluvial
40	180.36	36.43	41.62	41.62	43.06	0.028112	5.48	37.59	13.67	0.94	Fluvial
60	180.36	36.48	37.92	38.73	41.58	0.241951	8.68	22.37	34.99	3.28	Torrentiel
80	180.36	35.9	38.86	38.13	39.16	0.00438	2.54	81.16	40	0.53	Fluvial
100	180.36	35.56	38.84		39.08	0.002605	2.21	89.88	40	0.42	Fluvial
120	180.36	35.3	38.81		39.02	0.002171	2.07	95.84	40	0.39	Fluvial
140	180.36	34.99	38.8		38.97	0.002107	1.98	107.91	40	0.38	Fluvial
160	180.36	34.81	38.71		38.92	0.002492	2.18	99.53	40	0.41	Fluvial
180	180.36	34.82	38.06	38.06	38.77	0.015671	4	56.23	40	1	Critique
200	180.36	34.39	36.67	37.16	38.23	0.036803	5.53	33.22	26.1	1.43	Torrentiel

Remarque :

La vitesse moyenne pour la crue centennale du deuxième tronçon est de 3.9 m/s, la pente est uniforme, la surface mouillée moyenne des sections en travers est de 104.5 m². La simulation en 3D du logiciel HEC RAS nous montre que l'eau déborde sur certaines régions du deuxième tronçon, ces dernières sont illustrées dans la figure suivante :

c) Troisième tronçon

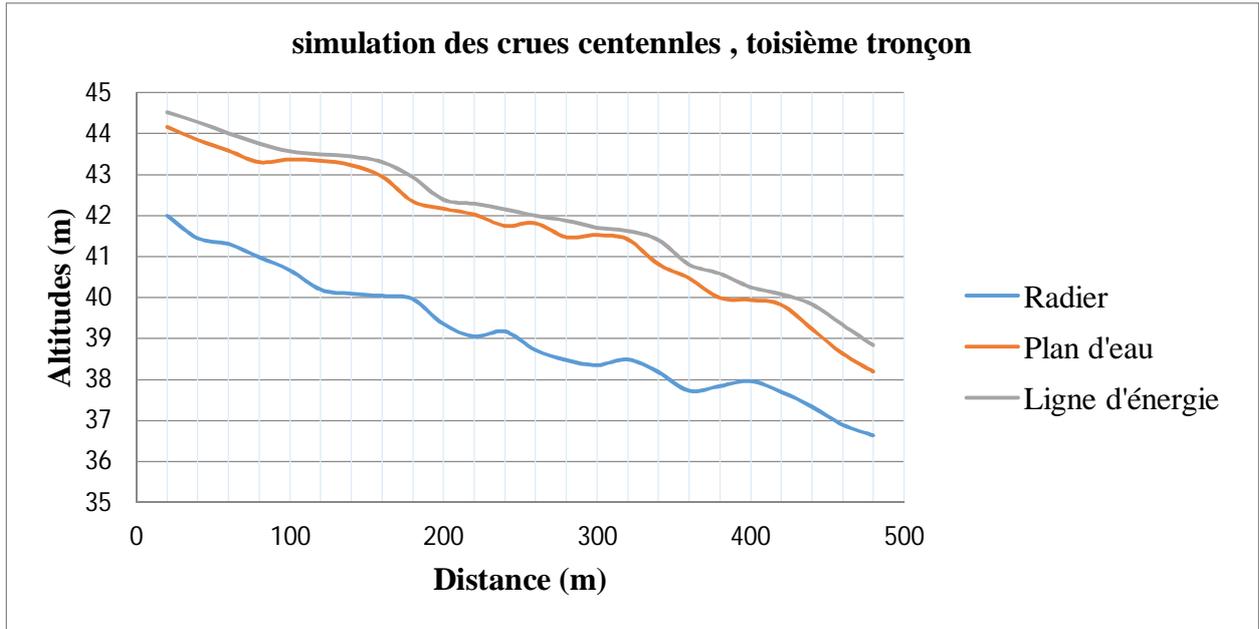


Figure (III.11) : Profil en long du troisième tronçon à l'état naturel

Tableau (III.5) : Résultats de la simulation du troisième tronçon à l'état naturel

Distances	Q	A	B	C	D	E	F	G	H	I	Régime
20	152.19	41.99	44.16	43.5	44.52	0.0118	2.66	60.51	40	0.73	Fluvial
40	152.19	41.44	43.84		44.28	0.01183	3.54	60.74	40	0.79	Fluvial
60	152.19	41.3	43.58		44.01	0.01504	3.75	59.05	40	0.89	Fluvial
80	152.19	40.98	43.3		43.76	0.01115	3.62	60.69	40	0.79	Fluvial
100	152.19	40.66	43.37		43.57	0.00348	2.34	86.79	38.06	0.46	Fluvial
120	152.19	40.19	43.34		43.5	0.00245	2.14	99.18	39.21	0.39	Fluvial
140	152.19	40.09	43.23		43.44	0.00307	2.39	86.95	36.3	0.44	Fluvial
160	152.19	40.04	42.95		43.31	0.01299	3.21	61.99	40	0.81	Fluvial
200	152.19	39.35	42.16	41.4	42.39	0.00552	2.39	77.22	40	0.54	Fluvial
220	152.19	39.05	42.02		42.29	0.00451	2.67	76.23	34.83	0.52	Fluvial
240	152.19	39.17	41.75		42.16	0.00754	3.13	62.5	40	0.66	Fluvial
260	152.19	38.72	41.81		42	0.0032	2.4	90.72	40	0.45	Fluvial
280	152.19	38.47	41.47		41.88	0.00844	3.41	65.78	40	0.7	Fluvial
300	152.19	38.35	41.52		41.71	0.00346	2.33	90.2	40	0.45	Fluvial
320	152.19	38.49	41.42		41.63	0.00437	2.48	83.95	40	0.51	Fluvial
360	152.19	37.73	40.47	40	40.81	0.00675	3.06	70.42	40	0.63	Fluvial
380	152.19	37.84	39.99	40	40.59	0.01527	3.88	53.1	40	0.9	Fluvial
400	152.19	37.96	39.94		40.26	0.00982	2.92	65.44	40	0.72	Fluvial
420	152.19	37.7	39.82		40.09	0.00669	2.68	73.76	40	0.61	Fluvial
440	152.19	37.34	39.23	39.2	39.84	0.02267	4.11	50.48	40	1.07	Torrentiel
460	152.19	36.9	38.63	38.7	39.34	0.02641	4.41	47.32	40	1.15	Torrentiel
480	152.19	36.64	38.19	38.2	38.84	0.02229	4.04	47.7	38.66	1.06	Torrentiel

Remarque : La vitesse moyenne pour la crue centennale du troisième tronçon est de 3.15 m/s avec une pente non uniforme et une surface mouillée moyenne des sections en travers de 67.81 m². La visualisation en 3D du tronçon sur HEC RAS nous montre que l'eau déborde tout au long de sa longueur les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

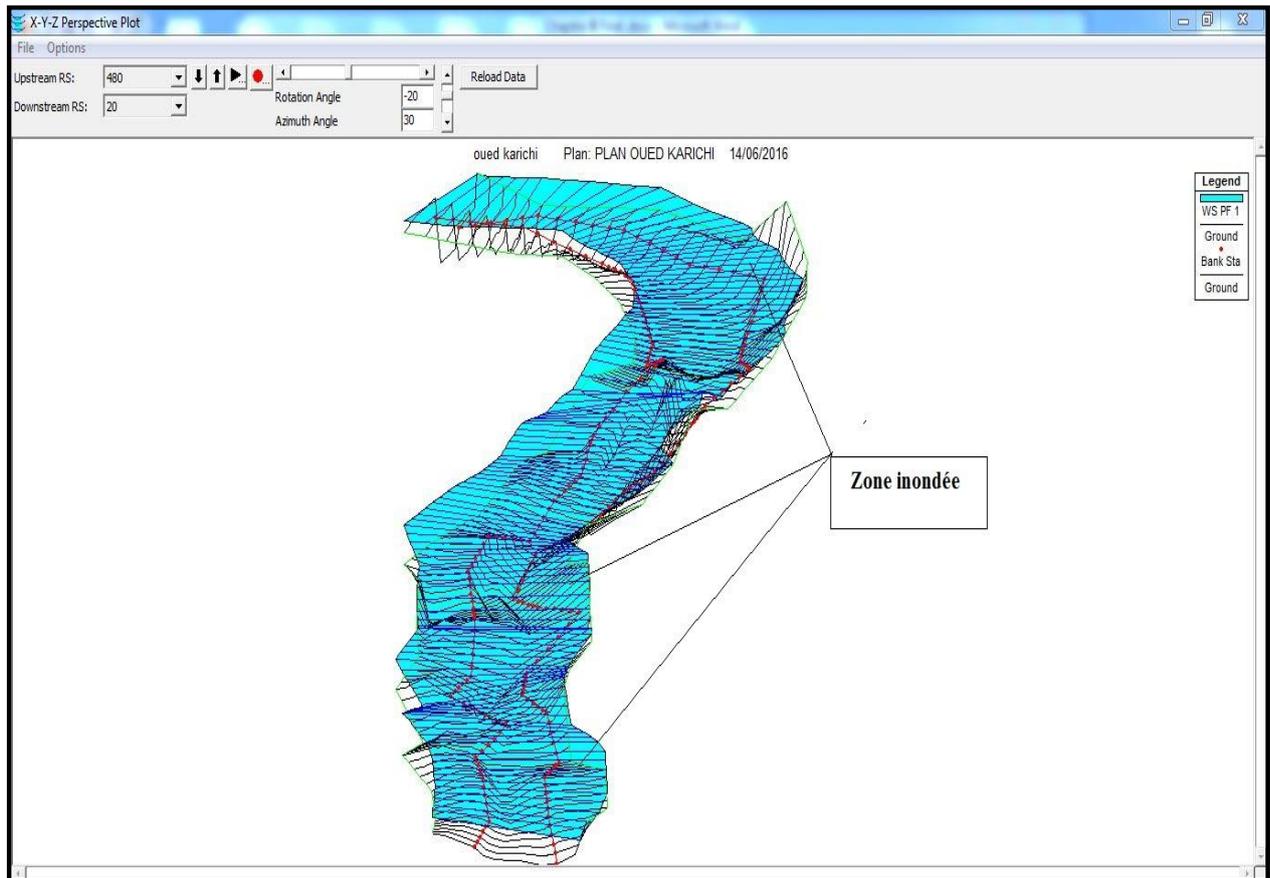


Figure (III.12) : Visualisation en 3D des zones inondables pour la crue centennale du troisième tronçon

III.6. Délimitation des zones inondables

La délimitation des zones inondables le long du cours d'eau se fera avec l'outil RAS MAPPER du logiciel HEC RAS. La procédure est expliquée dans le schéma suivant :

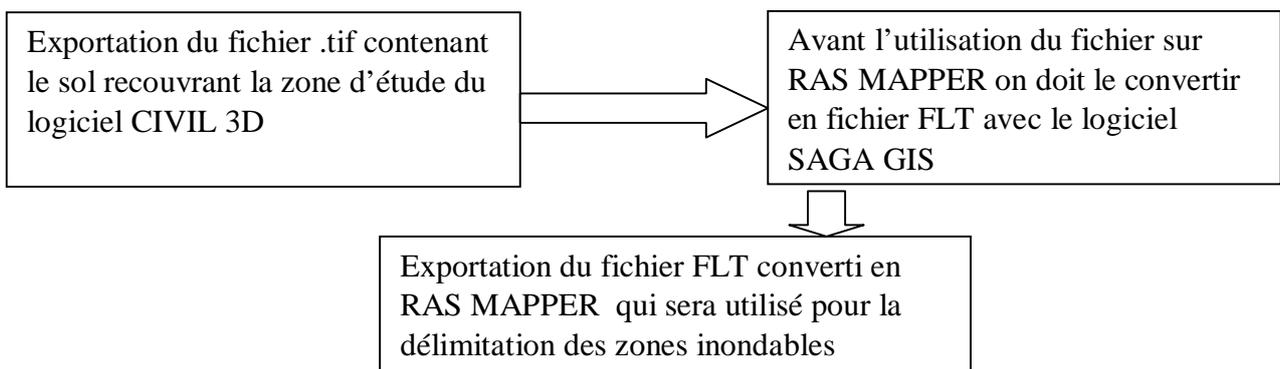


Figure (III.13) les étapes à suivre pour la modélisation des zones inondables

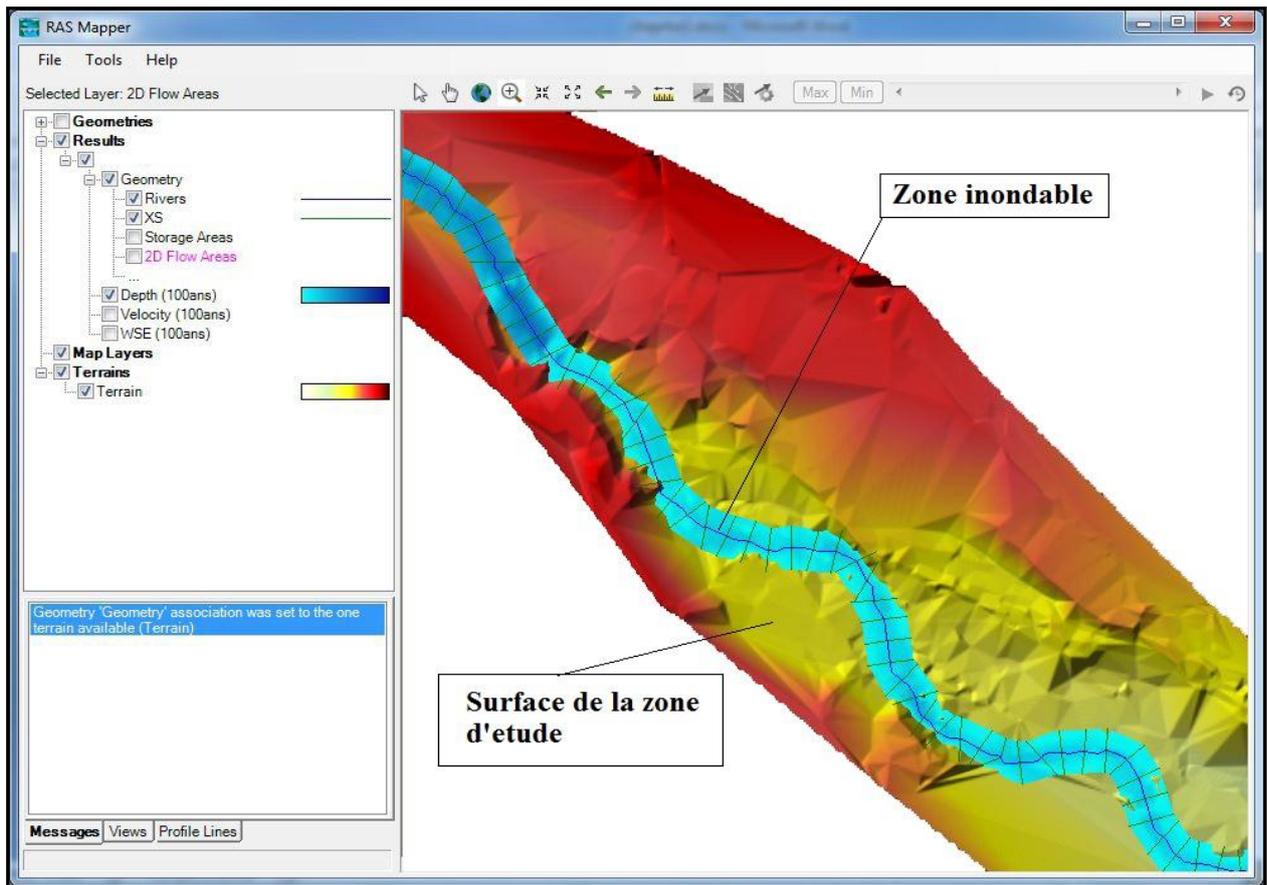


Figure (III.14) : Visualisation en 3D des zones inondables sur RAS MAPPER

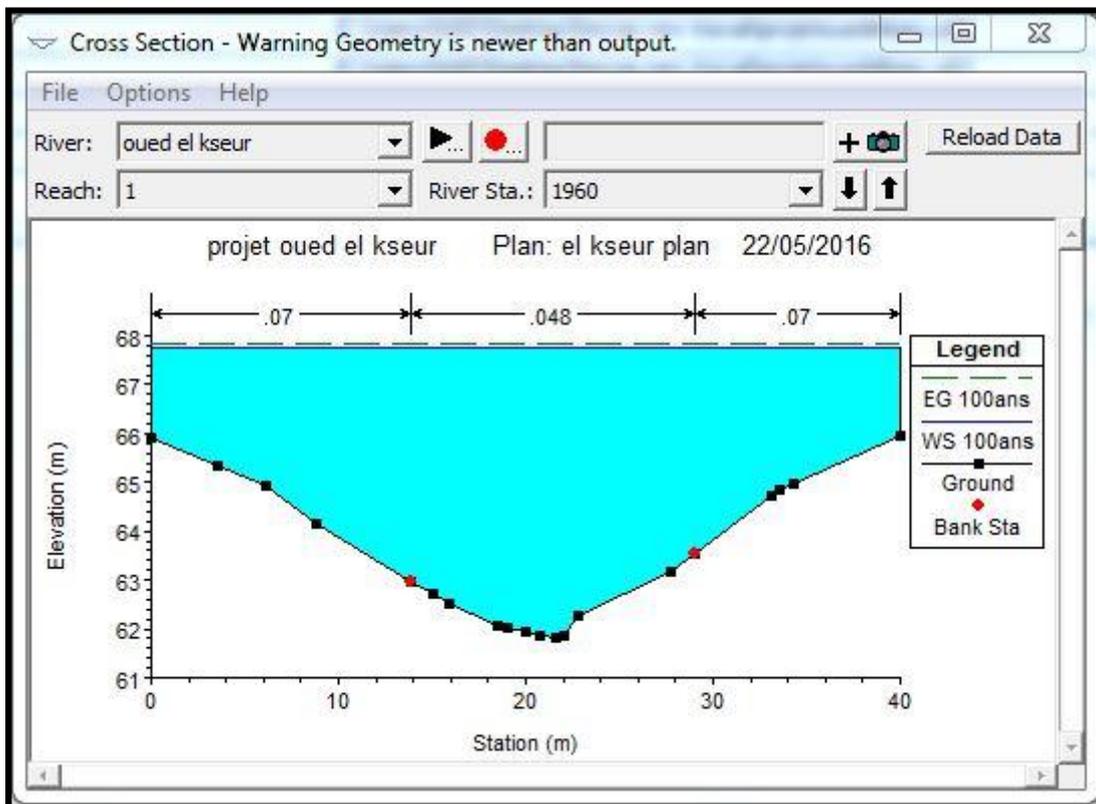


Figure (III.15) : Exemple d'une section en travers de la zone inondée

Chapitre III : Modélisation et simulation des crues centennales avec le code HEC-RAS

A l'aide de l'outil Web imagery sur RAS MAPPER on télécharge sur Web la carte google satellite correspondante à notre zone d'étude pour voir les zones inondables au voisinage du cours d'eau. La surface en bleu sur la figure suivante représente la zone inondable

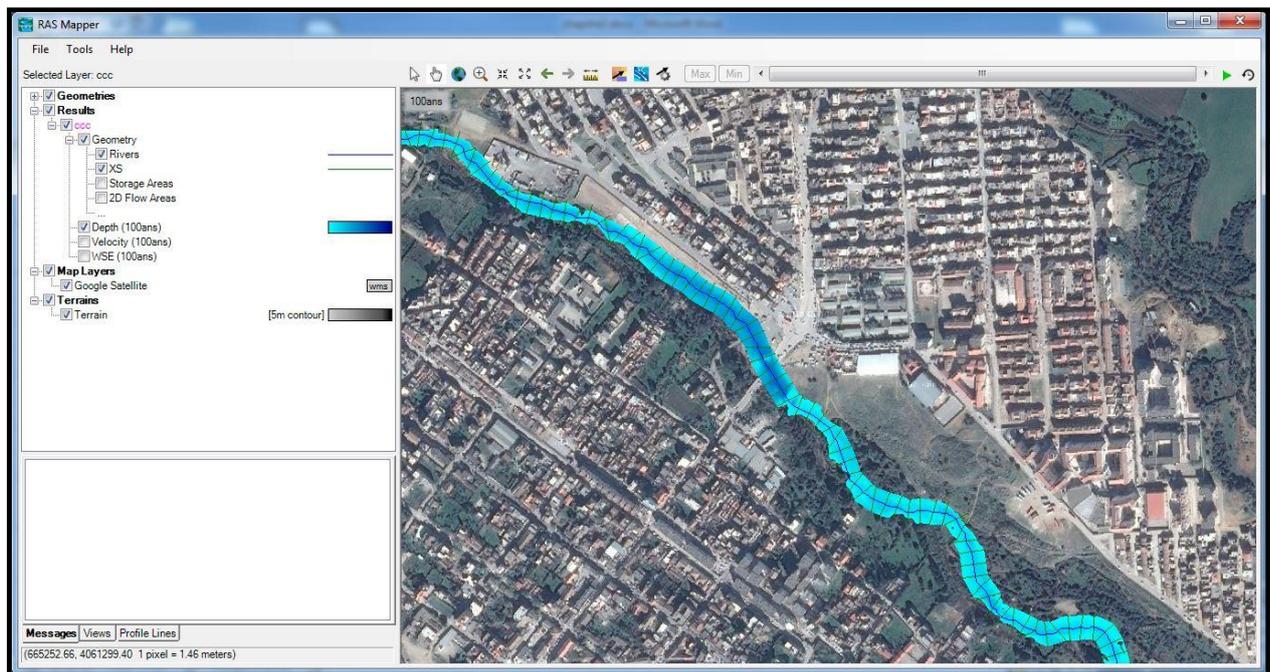


Figure (III.16) : Illustration des zones inondables sur une carte google satellite avec RAS MAPPER

L'intégralité de la carte est représentée da la figure suivante :



Figure (III.17) : Localisation des zones inondables de la ville d'El kseur suite à une crue centennale

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de modéliser l'écoulement sur l'oued ainsi connaître son comportement quand il sera soumis à une crue centennale , d'une part, localiser les zones envahies par les inondations d'autre part.

Comme nous avons constaté que la majorité de la surface au voisinage de l'oued a été inondé par la crue centennale .

À ce titre, le prochain chapitre sera consacré à l' étude du dimensionnement des ouvrages hydrauliques qui peuvent résoudre ce problème.

CHAPITRE IV

Conception et dimensionnement des canaux drainant le bassin versant

Introduction

La présente étude d'aménagement de l'oued el Kseur devra mettre un terme aux inondations répétées

Dans ce chapitre et une fois que le débit de la crue est déterminé (chapitre hydrologie), et après avoir constaté les risques d'inondations générées par la crue centennale on passe à la conception et le dimensionnement des ouvrages de protection, tout en respectant certaines normes d'écoulement et les conditions naturelles de la zone d'études.

IV.1. Objectif d'aménagement [13]

Les objectifs recherchés dans cette étude d'aménagement sont :

- améliorer les conditions d'écoulement des eaux superficielles afin d'éviter tout débordement sur les routes et submersion des terres agricoles ;
- proposer des ouvrages adéquats à l'écoulement des eaux superficielles en période de crue pour protéger le voisinage du cours d'eau du risque d'inondation ;
- préserver l'espace urbain et améliorer l'hygiène publique.

IV.2. Généralités sur les écoulements à surface libre [15, 10,18]

IV.2.1. Canal d'eau

Le canal d'eau est un système d'évacuation où l'eau s'écoule sur une surface libre et ce dernier est soumis à la pression atmosphérique.

IV.2.2. Différents types de canaux

On distingue deux types de canaux :

IV.2.2.1. Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves. Les propriétés géométriques et hydrauliques de ces canaux sont généralement assez irrégulières.

IV.2.2.2. Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre, on distingue les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation) et les canaux couverts (égouts, drains... Etc.). Les propriétés hydrauliques de ces canaux sont généralement assez réguliers ainsi l'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats significatifs.

IV.2.3. Les caractéristiques géométriques des canaux

La connaissance des caractéristiques géométriques des canaux joue un rôle important dans l'application des lois hydrauliques et le dimensionnement des ouvrages.

Les caractéristiques sont les suivantes :

- a - La section ou la surface mouillée (S) :** est la portion de la section occupée par le liquide ;
- b - Le périmètre mouillé (P) :** la longueur de la ligne de contact entre la section mouillée et le lit (fond et berge), mais ne comprend pas la surface libre ;
- c - Le rayon hydraulique (R_h) :** le rapport entre la section mouillée (S) et le périmètre mouillé (p) ;
- d - La profondeur d'écoulement (h) :** hauteur d'eau au-dessus du fond du canal ;
- e - La largeur de surface ou largeur au miroir (B) :** c'est la largeur de la surface libre de l'eau dans le canal ;
- f - La profondeur hydraulique (D_h) :** c'est le rapport entre la surface mouillée et la largeur de la surface libre ;
- g - La pente de fond du canal (J_F) :** Elle dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain ;
- h - La pente de la ligne d'énergie (J_w) :** La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et la constitution du terrain.

La figure suivante illustre les différentes caractéristiques géométriques des canaux.

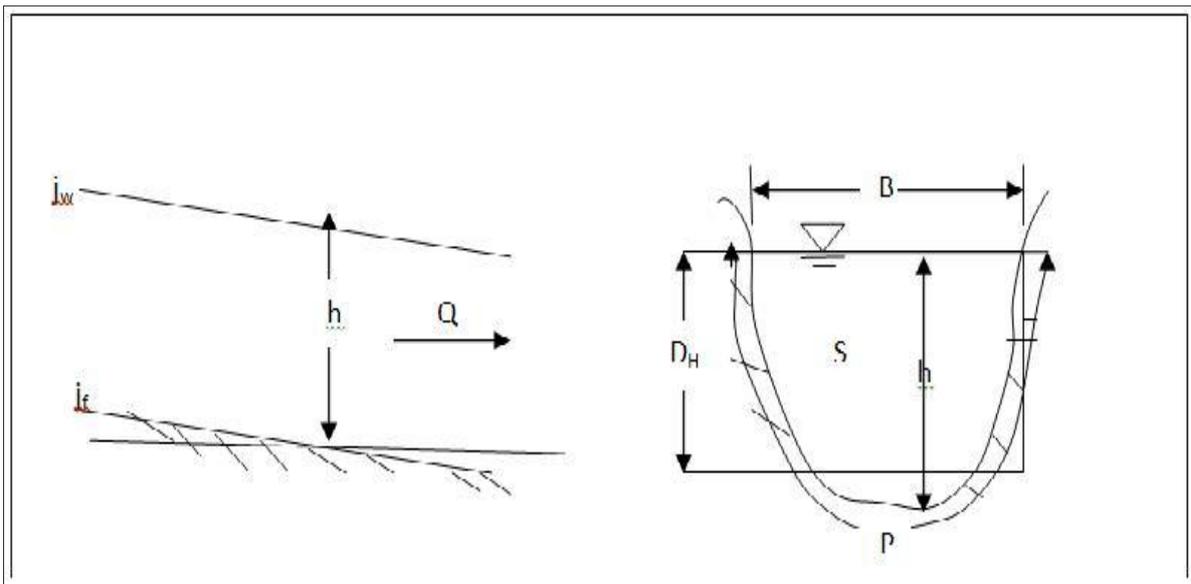


Figure (IV.1) : Différentes caractéristiques géométriques du canal

IV.2.4. Types d'écoulement dans les canaux [5-6,15]

La variation des caractéristiques hydrauliques telles que la profondeur d'écoulement (h), la vitesse d'écoulement en fonction du temps et l'espace. Nous donne un aperçu sur la classification des écoulements.

IV.2.4.1. Variabilité dans le temps

Un écoulement est dit permanent, si toutes les propriétés de l'écoulement sont constantes dans le temps, la vitesse est ponctuelle, ainsi que la profondeur h , restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent le débit est constant.

Un écoulement est dit non permanent, si la profondeur h , ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent le débit est variable.

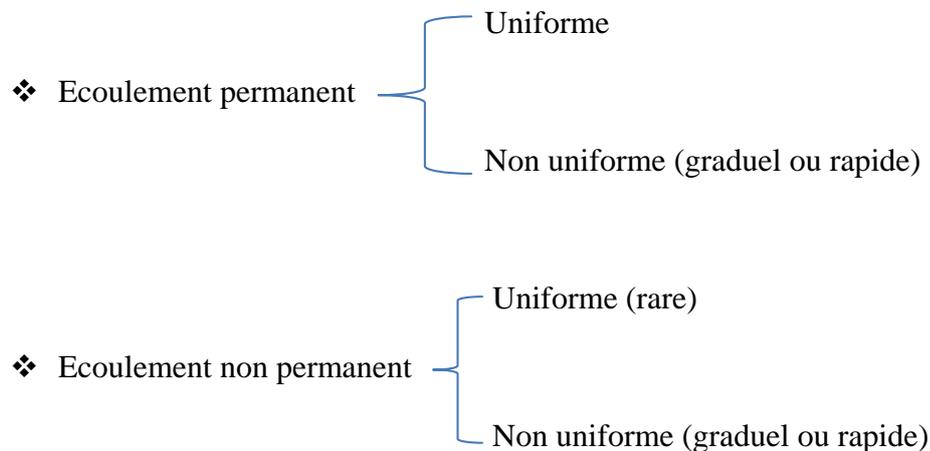
IV.2.4.2. Variabilité dans l'espace

Le mouvement est uniforme si la profondeur (h), ainsi que les autres paramètres hydrauliques, restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a $J_F = J_W$

Le mouvement est non uniforme ou varie si la profondeur, $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres hydrauliques changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, $J_F \neq J_W$. Lorsque le mouvement est graduellement varie, la profondeur, $D_h(x) = Dh$, ainsi que les autres paramètres ne changent que très lentement d'une section à l'autre. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon et que la vitesse est quasiment constante.

Lorsque le mouvement est rapidement varie, la profondeur, $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres changent brusquement, cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluvial peuvent être résumés ainsi :



IV.3. Régime d'écoulement [3, 8, 10, 18]

Les forces d'inertie, de pesanteur et de frottement engendrées par l'écoulement sur un canal à surface libre, permettent de déterminer le régime d'écoulement. Cela selon le nombre adimensionnel (coefficient) suivant :

a) Nombre de REYNOLDS

Représente le rapport des forces d'inertie aux forces de frottement, il permet le classement des écoulements comme suit :

Écoulement laminaire si $R_e < 500$

Écoulement transitoire si $500 < R_e < 2000$

Écoulement turbulent si $R_e > 2000$

b) Nombre de FROUDE

Représente le rapport entre les forces de pesanteur et celles d'inertie, son rôle est de permettre le classement des écoulements comme suit :

Écoulement fluvial $F_r < 1$

Écoulement critique $F_r = 1$

Écoulement torrentiel $F_r > 1$

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent quatre régimes d'écoulement suivant :

Fluvial-laminaire $F_r < 1$, $R_e < 500$

Fluvial-turbulent $F_r < 1$, $R_e > 2000$

Torrentiel-laminaire $F_r > 1$, $R_e < 500$

Torrentiel-turbulent $F_r > 1$, $R_e > 2000$

IV.4. Dimensionnement des canaux [13, 6, 18]

L'écoulement véritablement uniforme est inexistant dans les canaux naturels et du moins, assez rare dans les canaux artificiels, bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard (théorique et expérimentale) de base pour tous les autres types d'écoulement.

IV.4.1. Les formules principales de calcul [12]

Les canaux artificiels sont en général des dimensions importantes. En conséquent, le nombre de REYNOLDS et la rugosité ont des valeurs élevées. Cela implique que l'écoulement turbulent est souvent rugueux.

IV.4.1.1. Formule de CHEZY

Pour un écoulement turbulent et rugueux, la formule de calcul principal est la relation de Chézy, par contre elle n'est pas valable ni pour un écoulement laminaire ni pour un écoulement turbulent lisse.

$$U = c * \sqrt{R_H * J_f} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avce :

U (m/s) : la vitesse moyenne ;

R_h (m) : rayon hydraulique ;

j_f (m/m) : la pente du fond du canal. ;

C (m^{1/2}/s) : coefficient de CHEZY.

Pour le calcul du coefficient de CHEZY, différentes formules d'origine empirique sont proposées, en le reliant au rayon hydraulique R_h, parmi ces formules on trouve :

a) La formule de BAZIN

Etablie avec des données des petits canaux artificiels, la relation s'écrite :

$$C = \frac{87}{1 + \left(\frac{m_B}{\sqrt{R_h}}\right)} \dots\dots\dots(IV.2)$$

NB : Le coefficient de BAZIN varie de m_B= 0.06 [m^{0.5}], pour un fond à surface lisse, et m_B=1.75 [m^{0.5}] pour un lit de galets ou encombré d'herbes.

b) Formule simplifiée de KUTTER

Etablie avec des données des canaux artificiels, mais utilisant aussi des données des grands fleuves.

$$C = \frac{100}{1 + \left(\frac{m_K}{\sqrt{R_h}}\right)} \dots\dots\dots(IV.3)$$

c) Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log(R_h) \dots\dots\dots(IV.4)$$

d) Formule de MANNING-STRICKLER

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des canaux drainant le bassin versant

C'est la formule la plus utilisée ;

$$C = \frac{1}{n} * R_h^{1/6} \dots\dots\dots(IV.5)$$

Avec :

n : coefficient de rugosité.

Alors la formule de CHEZY redevient comme suit :

$$U = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * j_f^{1/2} \dots\dots\dots(IV.6)$$

En utilisant l'équation de continuité

$$Q = U * S \dots\dots\dots(IV.7)$$

On obtient :

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * j_f^{1/2} * S \dots\dots\dots(IV.8)$$

En introduisant le coefficient de STRICKLER (K_s), les formules redeviennent :

$$U = K_s * R_h^{2/3} * j_f^{1/2} \dots\dots\dots(IV.9)$$

$$Q = K_s * R_h^{2/3} * j_f^{1/2} * S \dots\dots\dots(IV.10)$$

Avec :

$K_s = 1/n$ ($m^{1/3}/s$) coefficient de STRICKLER.

Quelques ordres de grandeur du coefficient de STRICKLER de canaux et rivières sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) : Quelques ordres du coefficient de Strickler [16]

Nature des parois	Valeur de K_s ($m^{1/3}/s$)
Béton lisse	75-90
Canal terre et non en herbé	60
Canal en terre et en herbé	50
Rivière plaine et sans végétation	35-40
Rivière plaine, large et peu dense	30
Rivière à berges étroites et très végétalisées	10-15

Remarque : Dans le dimensionnement, on utilisera la formule de MANNING-STRICKLER.

IV.4.2. Vitesse d'érosion [13]

Afin d'éviter toute rupture du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale.

Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau suivant :

Tableau (IV.2) : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés [5]

Soutènements	Vitesse V_{er} (m/s)
Revêtement en branches	1.5-2.0
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Pavage de pierre à deux couches	3.5-5.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0

IV.5. Calcul des paramètres géométriques [2]

IV.5.1. La profondeur normale h_n

Il existe plusieurs méthodes du calcul de la profondeur normale (h_n), parmi les méthodes on trouve la méthode itérative.

Le procédé de calcul par cette méthode consiste à introduire les expressions de la surface mouillée (S_m), le rayon hydraulique (R_h), les valeurs de coefficient de STREHLER (K_s) et de la pente du fond du canal (J_F) dans l'équation (IV.10), ensuite on fixe la valeur de la largeur de fond (b), et enfin, on fait varier les valeurs de h (avec un pas fixe ou variable) et on aura des valeurs de débit (Q), la valeur de (h_n) est obtenu quand le débit trouvé égal au débit max ($Q = Q_{max}$).

IV.5.2. L'énergie spécifique H_s [12]

L'énergie (charge) totale pour une pente faible ($J_F < 0.1$) dans une section donnée par cette formule suivante :

$$H = \frac{U^2}{2g} + h + z \dots\dots\dots(IV.11)$$

Dans l'équation précédente (IV.11) pour définir la charge, on se rapporte à une référence horizontale quelconque.

Si l'on se réfère maintenant au fond du canal, le terme z est fixé par l'implantation du canal, on définit une fraction de la charge totale, appelée charge spécifique, H_s , on écrit alors :

$$H_s = \frac{U^2}{2g} + h \dots\dots\dots(IV.12)$$

Avec l'équation de continuité, $Q = U \cdot S$ on obtient :

$$H_s = \frac{Q^2}{S^2} + h \dots\dots\dots(IV.13)$$

La notion de la charge spécifique facilite la compréhension et aide à résoudre différents problèmes d'écoulement à surface libre.

Pour la section d'un canal donné, la surface (S) est fonction de la profondeur d'eau (h) et l'équation (IV.14) établis une relation de la forme suivante :

$$H_s = f(Q, h) \dots\dots\dots(IV.14)$$

Qui permettra l'étude de la variation de la :

- Courbe d'énergie spécifique : h avec H_s , pour un débit donné $Q = Cte$;
- Courbe de débit : h avec Q, pour une énergie constante.

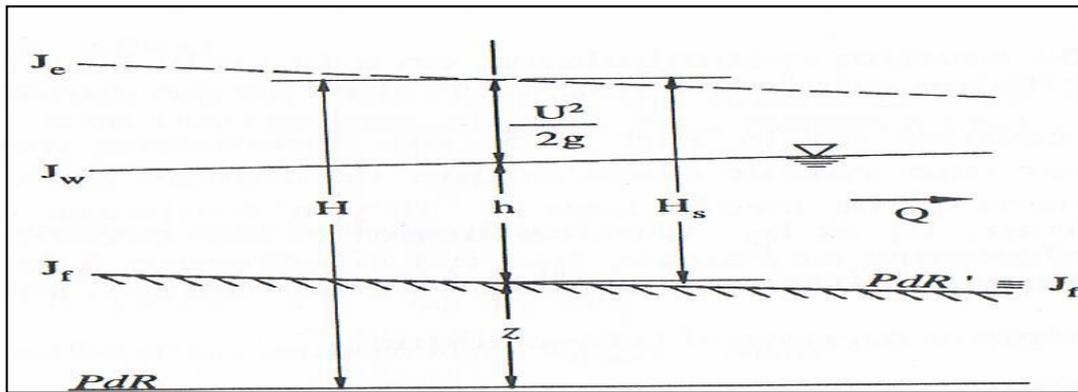


Figure (IV.2) : Définition de la charge totale H et de la charge spécifique H_s

IV.5.3. le choix de la section de meilleure conductivité [2]

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum, pour un canal de pente J_f et de coefficient de rugosité n, la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle pour laquelle, le rayon hydraulique R_h est maximal et la section S est minimale.

Notre choix portera sur la section trapézoïdale :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots(IV.15)$$

$$S = h(b + m \cdot h) = \dots\dots\dots(IV.16)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots(IV.17)$$

Avec :

m : le fruit des talus, $m=0$, dans la section la plus avantageuse ;

h : le tirant d'eau maximum (pour Q_{\max}), en m ;

b : la largeur du canal, en m.

IV.5.4. La profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes qui sont les suivantes :

- ❖ La méthode graphique ;
- ❖ La méthode itérative ;
- ❖ La méthode d'AGROSKINE.

IV.5.4.1. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h, et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui correspond à une énergie cinétique plus énergie potentielle minimale.

Donc, on construit le graphe $H_s = f(h)$, sachant que $H_s = E_p + E_c$

E_p : Energie potentielle égale à h ;

E_c : Energie cinétique égale à $\frac{V^2}{2g}$.

IV.5.4.2. Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$\frac{\alpha Q^2 B_{cr}}{g S_{cr}} = 1 \dots\dots\dots(IV.18)$$

Avec :

B : largeur du plan d'eau en surface ;

g : l'accélération de pesanteur prise égale 9.81.

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr (R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} \dots\dots\dots(IV.19)$$

IV.5.4. la pente critique I_{cr}

La pente critique correspond à la profondeur critique, elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C S_{cr} \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots(IV.20)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S_{cr}^2 R_h} \dots\dots\dots(IV.21)$$

IV.5.5. la ligne d'eau

IV.5.5.1. Equation de la surface libre de la ligne d'eau

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En se basant sur l'équation d'énergie (IV.11) et l'équation de continuité (IV.7) et

Dérivant l'équation (IV.11) par rapport à dx , on trouve :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots\dots\dots(IV.22)$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$ et $\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h}$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots(IV.23)$$

IV.5.5.1. la surface d'eau

Pour tracer la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation (IV.23), pour cela, on peut distinguer trois méthodes de calcul :

- ❖ La méthode par approximations successives ;
- ❖ La méthode par intégration directe ;
- ❖ La méthode par intégration graphique.

IV.6. Calcul hydraulique des canaux projetés

IV.6.1. Premier tronçon

Le choix de la forme du canal pour ce tronçon a été porté sur la forme trapézoïdale revêtue en béton armé avec les caractéristiques suivantes :

IV.6.1.1. La pente

La pente pour le premier tronçon a été distribuée d'une façon à conserver la pente naturelle et faciliter les travaux et diminuer les coûts, pour cela on a opté pour 5 valeurs différentes distribuées sur 5 sous tronçons illustrées dans le tableau suivant.

Tableau (IV.3) : La pente des différents sous tronçon du canal N°1

	Distance (m)	Amont \longrightarrow aval			
	S.Troçon N 1	S.Troçon N 2	S.Troçon N 3	S.Troçon N 4	S.Troçon N 5
D(m)	0 - 600	600 - 1180	1180 - 1620	1620 - 2220	2220 - 2540
I(m/m)	0.0129	0.0116	0.0148	0.0166	0.006

IV.6.1.2. Le fruit du talus

La valeur du fruit M a été fixée à 1 vu la facilité de la réalisation d'un angle avec 45° , et son rapprochement à la valeur donnant la section optimale.

IV.6.1.3. Rugosité

La rugosité n du canal, égale à 0.014 pour un béton brut.

IV.6.3.4. La largeur du canal

$B = 7$ m, elle correspond à la largeur moyenne du tronçon.

IV.6.2. Deuxième tronçon

Le choix de la forme du canal pour ce tronçon a été porté sur la forme trapézoïdale revêtue en béton armé avec les caractéristiques suivantes :

IV.6.2.1. La pente

Pour le deuxième tronçon, on va opter pour une valeur fixe de la pente qui est égale à la pente du terrain naturel $I = 0.0111$.

IV.6.2.2. Le fruit du talus

La valeur du fruit M a été fixée à 1.

IV.6.2.3. Rugosité

La rugosité n du canal, égale à 0.014.

IV.6.2.4. La largeur du canal

$b = 10$ m, elle correspond à la largeur moyenne du tronçon.

IV.6.3. troisième tronçon

Le canal du dernier tronçon est de forme trapézoïdale avec les caractéristiques suivantes :

IV.6.3.1. La pente

Pour le deuxième tronçon on va opter pour une valeur fixe de la pente qui est égale à la pente du terrain naturel $I = 0.0111$.

IV.6.3.2. Le fruit du talus

La valeur du fruit M a été fixée à 1.

IV.6.3.3. Rugosité

La rugosité n du canal égale à 0.014.

IV.6.3.4. La largeur du canal

$b = 6$ m, elle correspond à la largeur moyenne du tronçon

IV.7. Calcul hydraulique des paramètres de l'écoulement

Après avoir déterminé les dimensions de chaque variante, on procède au calcul des différents paramètres hydrauliques à l'aide du code HEC –RAS. afin de déterminer la hauteur d'eau, le type du régime et la vitesse d'écoulement et la nouvelle capacité de l'oued aménagé et sa réponse vis -à-vis de la crue de projet en chaque section. Les résultats de simulation du canal trapézoïdale sont illustrés dans les figures suivantes :

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des canaux drainant le bassin versant

IV.7.1. Premier tronçon

Tableau (IV.4) : Les caractéristiques de l'écoulement pour le canal du premier tronçon

Distance (m)	Q Totale (m ³ /s)	Cote de fond (m)	Cote H _n (m)	Cote h _c (m)	Cote h _s (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{moillée} (m ²)	B (m)	F _r	b(m)	H Eau (m)	H canal (m)	Régime
20	158.87	69.67	72.8	72.8	74.1	0.002	5.05	31.48	12.2	1	7	3.13	3.6	Critique
80	158.87	68.38	70.62	71.52	73.61	0.006	7.66	20.75	11.49	1.82	7	2.24	2.6	Torrentiel
160	158.87	67.09	69.16	70.23	72.81	0.008	8.47	18.76	11.14	2.08	7	2.07	2.6	Torrentiel
240	158.87	65.8	67.78	68.94	71.86	0.01	8.94	17.76	10.96	2.24	7	1.98	2.5	Torrentiel
320	158.87	64.51	66.44	67.65	70.79	0.011	9.24	17.2	10.85	2.34	7	1.93	2.4	Torrentiel
400	158.87	63.22	65.11	66.36	69.65	0.012	9.43	16.84	10.79	2.41	7	1.89	2.4	Torrentiel
480	158.87	61.93	63.8	65.07	68.46	0.012	9.56	16.62	10.75	2.45	7	1.87	2.4	Torrentiel
560	158.87	61.09	62.97	64.23	67.59	0.012	9.52	16.69	10.76	2.44	7	1.88	2.4	Torrentiel
640	158.87	60.25	62.13	63.39	66.73	0.012	9.49	16.73	10.77	2.43	7	1.88	2.4	Torrentiel
720	158.87	59.41	61.29	62.54	65.87	0.012	9.48	16.76	10.77	2.43	7	1.88	2.4	Torrentiel
800	158.87	58.56	60.45	61.7	65.02	0.012	9.47	16.78	10.78	2.42	7	1.89	2.4	Torrentiel
880	158.87	57.72	59.61	60.85	64.18	0.012	9.46	16.79	10.78	2.42	7	1.89	2.4	Torrentiel
960	158.87	56.88	58.77	60.01	63.33	0.012	9.46	16.79	10.78	2.42	7	1.89	2.4	Torrentiel
1040	158.87	56.04	57.93	59.17	62.49	0.012	9.46	16.79	10.78	2.42	7	1.89	2.4	Torrentiel
1120	158.87	55.2	57.09	58.32	61.65	0.012	9.46	16.79	10.78	2.42	7	1.89	2.4	Torrentiel
1200	158.87	54.11	55.97	57.24	60.75	0.012	9.68	16.4	10.71	2.5	7	1.86	2.4	Torrentiel
1280	158.87	53.03	54.85	56.15	59.8	0.013	9.85	16.14	10.66	2.55	7	1.82	2.3	Torrentiel
1360	158.87	51.94	53.75	55.06	58.81	0.013	9.96	15.94	10.62	2.6	7	1.81	2.3	Torrentiel
1440	158.87	50.85	52.65	53.98	57.8	0.014	10.05	15.81	10.59	2.63	7	1.8	2.3	Torrentiel
1520	158.87	49.77	51.55	52.89	56.77	0.014	10.11	15.71	10.58	2.65	7	1.78	2.3	Torrentiel
1600	158.87	48.68	50.46	51.81	55.72	0.014	10.16	15.63	10.56	2.67	7	1.78	2.3	Torrentiel
1680	158.87	47.35	49.1	50.48	54.6	0.015	10.38	15.3	10.5	2.75	7	1.75	2.3	Torrentiel
1760	158.87	46.03	47.75	49.15	53.41	0.016	10.54	15.08	10.45	2.8	7	1.72	2.3	Torrentiel
1840	158.87	44.7	46.41	47.83	52.19	0.016	10.65	14.92	10.42	2.84	7	1.71	2.2	Torrentiel

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des canaux drainant le bassin versant

Distance (m)	Q Totale (m ³ /s)	Cote de fond (m)	Cote H _n (m)	Cote h _c (m)	Cote h _s (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	F _r	b(m)	H Eau (m)	H canal (m)	Régime
1920	158.87	43.37	45.07	46.5	50.95	0.017	10.73	14.8	10.4	2.87	7	1.7	2.2	Torrentiel
2000	158.87	42.04	43.74	45.17	49.67	0.017	10.79	14.72	10.39	2.89	7	1.7	2.2	Torrentiel
2080	158.87	40.71	42.4	43.85	48.39	0.017	10.84	14.66	10.38	2.91	7	1.69	2.2	Torrentiel
2160	158.87	39.39	41.07	42.52	47.09	0.017	10.87	14.62	10.37	2.92	7	1.68	2.2	Torrentiel
2240	158.87	38.06	39.74	41.19	45.79	0.017	10.89	14.59	10.36	2.93	7	1.68	2.2	Torrentiel
2320	158.87	37.57	39.41	40.69	44.24	0.013	9.74	16.32	10.69	2.52	7	1.84	2.6	Torrentiel
2400	158.87	37.07	39.05	40.2	43.12	0.01	8.94	17.77	10.96	2.24	7	1.98	2.6	Torrentiel
2480	158.87	36.58	38.66	39.7	42.26	0.008	8.41	18.9	11	2.05	7	2.08	2.6	Torrentiel
2540	158.87	36.08	38.23	39.21	41.56	0.007	8.08	19.67	11	1.93	7	2.15	2.6	Torrentiel

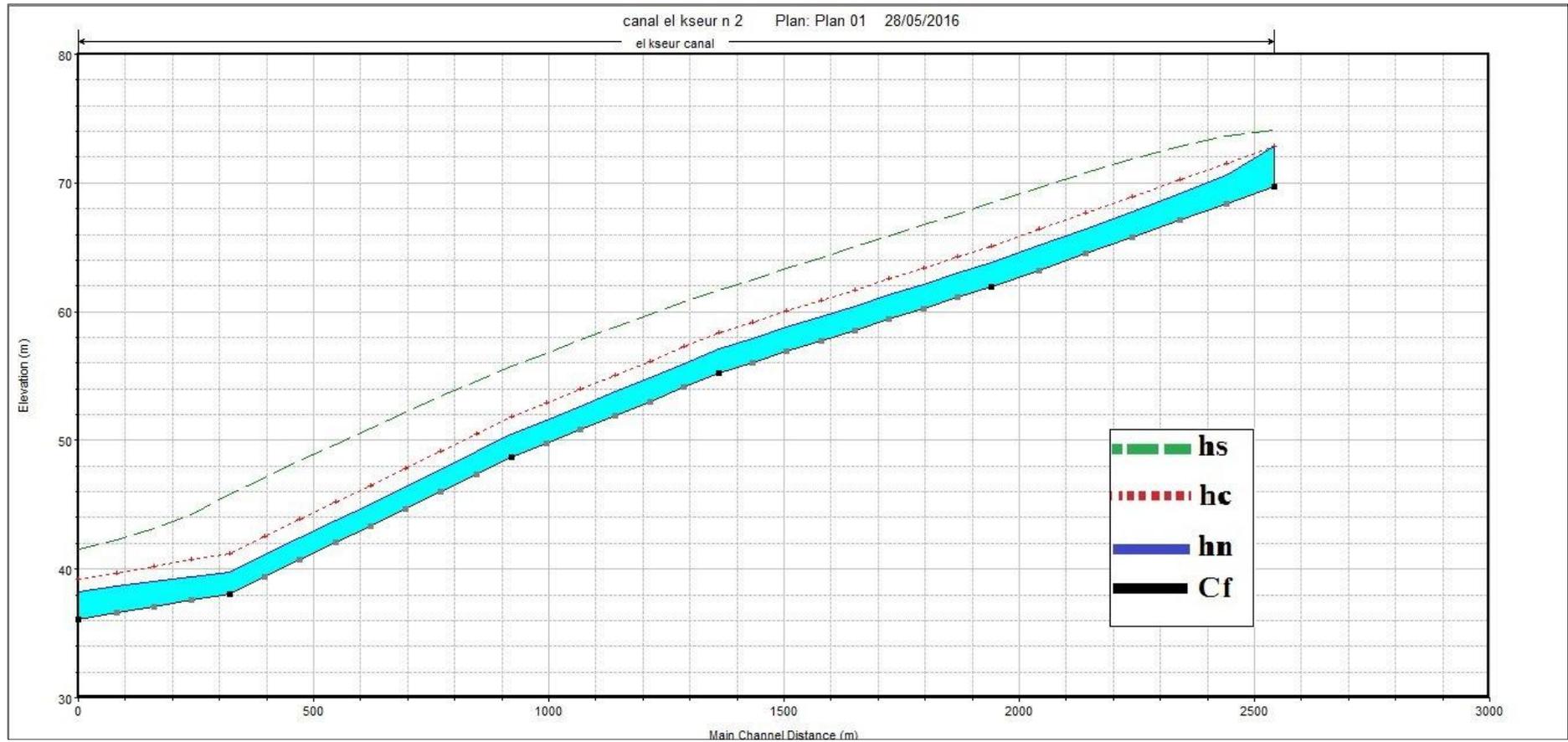


Figure (IV.3) : Profil en long du canal du premier tronçon

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des canaux drainant le bassin versant

IV.7.2. Deuxième tronçon

Tableau (IV.5) : Les caractéristiques de l'écoulement pour le canal du deuxième tronçon

Distance (m)	Q Totale (m ³ /s)	Cote de fond (m)	Cote H _n (m)	Cote h _c (m)	Cote h _s (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	F _r	b(m)	H Eau (m)	H canal (m)	Régime
0	180.36	36.62	39.5	39.5	40.71	0.001773	4.87	37.05	15.4	1	10	2.88	3.4	Critique
10	180.36	36.51	39.11	39.39	40.65	0.002543	5.5	32.77	15.2	1.2	10	2.6	3	Torrentiel
20	180.36	36.4	38.88	39.28	40.61	0.003	5.83	30.94	14.96	1.29	10	2.48	3	Torrentiel
30	180.36	36.28	38.68	39.16	40.56	0.003379	6.08	29.69	14.79	1.37	10	2.4	3	Torrentiel
40	180.36	36.17	38.5	39.05	40.52	0.003724	6.28	28.7	14.66	1.43	10	2.33	2.8	Torrentiel
50	180.36	36.06	38.34	38.94	40.46	0.004028	6.46	27.94	14.55	1.49	10	2.28	2.8	Torrentiel
60	180.36	35.95	38.18	38.83	40.41	0.004319	6.61	27.27	14.46	1.54	10	2.23	2.8	Torrentiel
70	180.36	35.84	38.03	38.72	40.36	0.004587	6.75	26.71	14.38	1.58	10	2.19	2.7	Torrentiel
80	180.36	35.73	37.88	38.61	40.3	0.004848	6.88	26.21	14.31	1.62	10	2.15	2.6	Torrentiel
90	180.36	35.62	37.74	38.5	40.24	0.005094	7	25.76	14.25	1.66	10	2.12	2.5	Torrentiel
100	180.36	35.5	37.6	38.38	40.18	0.005334	7.11	25.36	14.19	1.7	10	2.1	2.5	Torrentiel
110	180.36	35.39	37.46	38.27	40.12	0.005562	7.22	25	14.14	1.73	10	2.07	2.5	Torrentiel
120	180.36	35.28	37.33	38.16	40.05	0.005777	7.31	24.67	14.1	1.76	10	2.05	2.5	Torrentiel
130	180.36	35.17	37.2	38.05	39.99	0.005989	7.4	24.37	14.05	1.79	10	2.03	2.5	Torrentiel
140	180.36	35.06	37.07	37.94	39.92	0.006187	7.48	24.1	14.01	1.82	10	2.01	2.5	Torrentiel
150	180.36	34.95	36.94	37.83	39.85	0.006381	7.56	23.85	13.98	1.85	10	1.99	2.5	Torrentiel
160	180.36	34.84	36.81	37.72	39.78	0.006565	7.64	23.62	13.94	1.87	10	1.97	2.5	Torrentiel
170	180.36	34.72	36.68	37.6	39.71	0.006744	7.71	23.4	13.91	1.9	10	1.96	2.5	Torrentiel
180	180.36	34.61	36.56	37.49	39.64	0.006922	7.78	23.19	13.88	1.92	10	1.95	2.5	Torrentiel
190	180.36	34.5	36.43	37.38	39.57	0.007097	7.84	23	13.86	1.94	10	1.93	2.4	Torrentiel
200	180.36	34.39	36.31	37.27	39.49	0.007259	7.9	22.82	13.83	1.96	10	1.92	2.4	Torrentiel

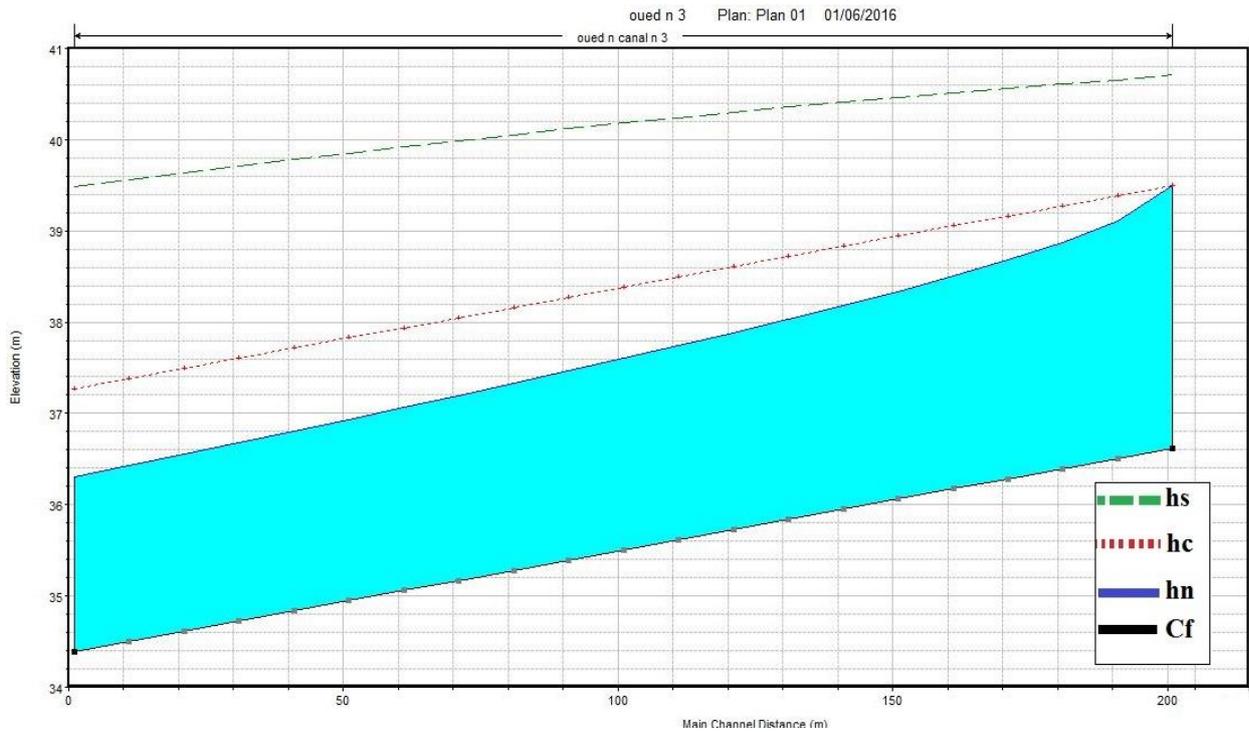


Figure (IV.4) : Profil en long du canal du deuxième tronçon

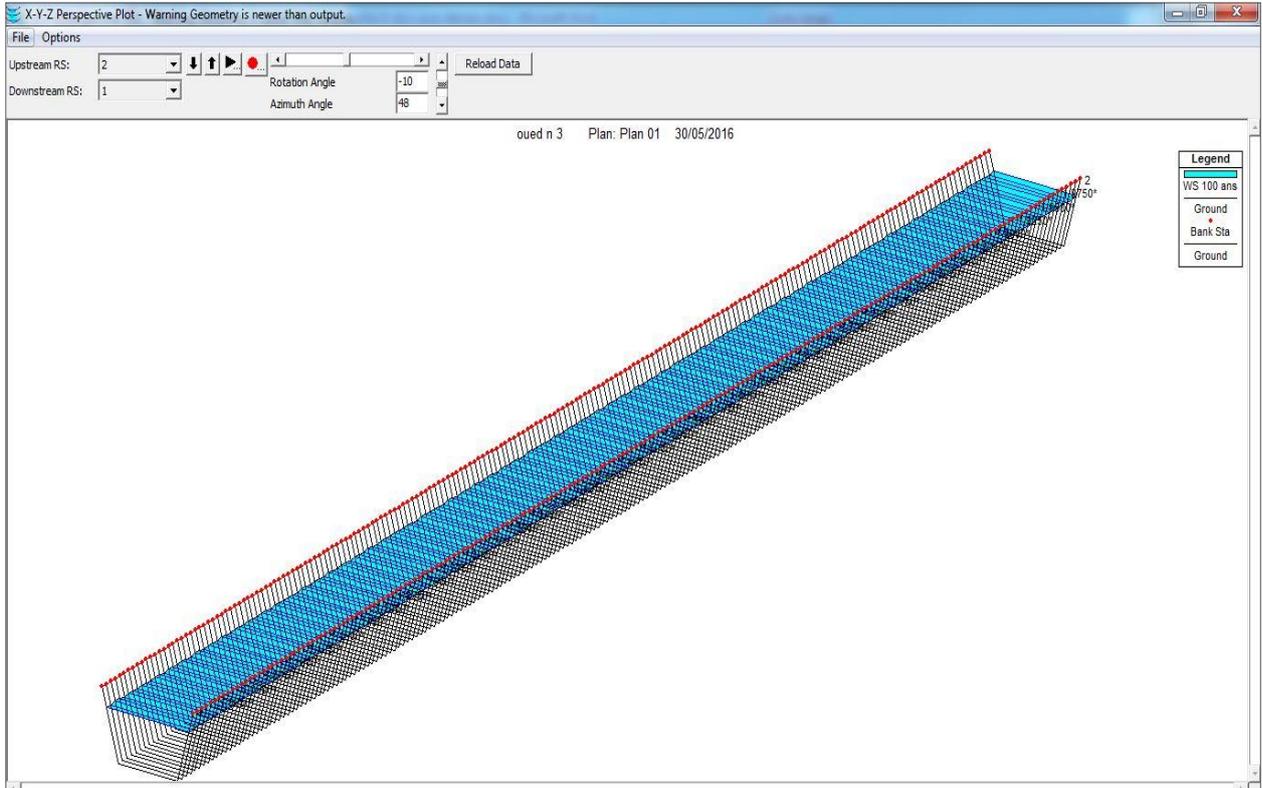


Figure (IV.5) : Illustration de l'écoulement dans le deuxième tronçon

IV.7.3. troisièmes tronçon

Tableau (IV.6) : Les caractéristiques de l'écoulement pour le canal du troisième tronçon

Distance (m)	Q Totale (m ³ /s)	Cote de fond (m)	Cote H _n (m)	Cote h _c (m)	Cote h _s (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	F _r	b(m)	H Eau (m)	H canal (m)	Régime
20	110.58	41.99	44.71	44.7	45.87	0.002	4.77	23.17	10	1	6	2.72	3.2	Critique
40	110.58	41.54	43.74	44.3	45.67	0.004	6.16	17.97	10	1.47	6	2.2	2.7	Torrentiel
80	110.58	41.1	43.15	43.8	45.44	0.006	6.7	16.49	10	1.67	6	2.05	2.5	Torrentiel
120	110.58	40.65	42.61	43.4	45.17	0.007	7.08	15.62	9.92	1.8	6	1.96	2.4	Torrentiel
160	110.58	40.21	42.11	42.9	44.87	0.007	7.36	15.02	9.8	1.9	6	1.9	2.4	Torrentiel
200	110.58	39.76	41.62	42.5	44.55	0.008	7.58	14.58	9.71	1.98	6	1.86	2.4	Torrentiel
240	110.58	39.31	41.14	42	44.21	0.009	7.76	14.25	9.64	2.04	6	1.83	2.3	Torrentiel
280	110.58	38.87	40.66	41.6	43.85	0.009	7.9	14	9.59	2.09	6	1.79	2.3	Torrentiel
320	110.58	38.42	40.2	41.1	43.47	0.009	8.01	13.8	9.55	2.13	6	1.78	2.3	Torrentiel
360	110.58	37.98	39.74	40.7	43.08	0.01	8.1	13.65	9.52	2.16	6	1.76	2.2	Torrentiel
400	110.58	37.53	39.28	40.3	42.69	0.01	8.18	13.52	9.49	2.19	6	1.75	2.2	Torrentiel
440	110.58	37.09	38.82	39.8	42.28	0.01	8.24	13.42	9.47	2.21	6	1.73	2.2	Torrentiel
480	110.58	36.64	38.37	39.4	41.87	0.01	8.29	13.34	9.45	2.23	6	1.73	2.2	Torrentiel

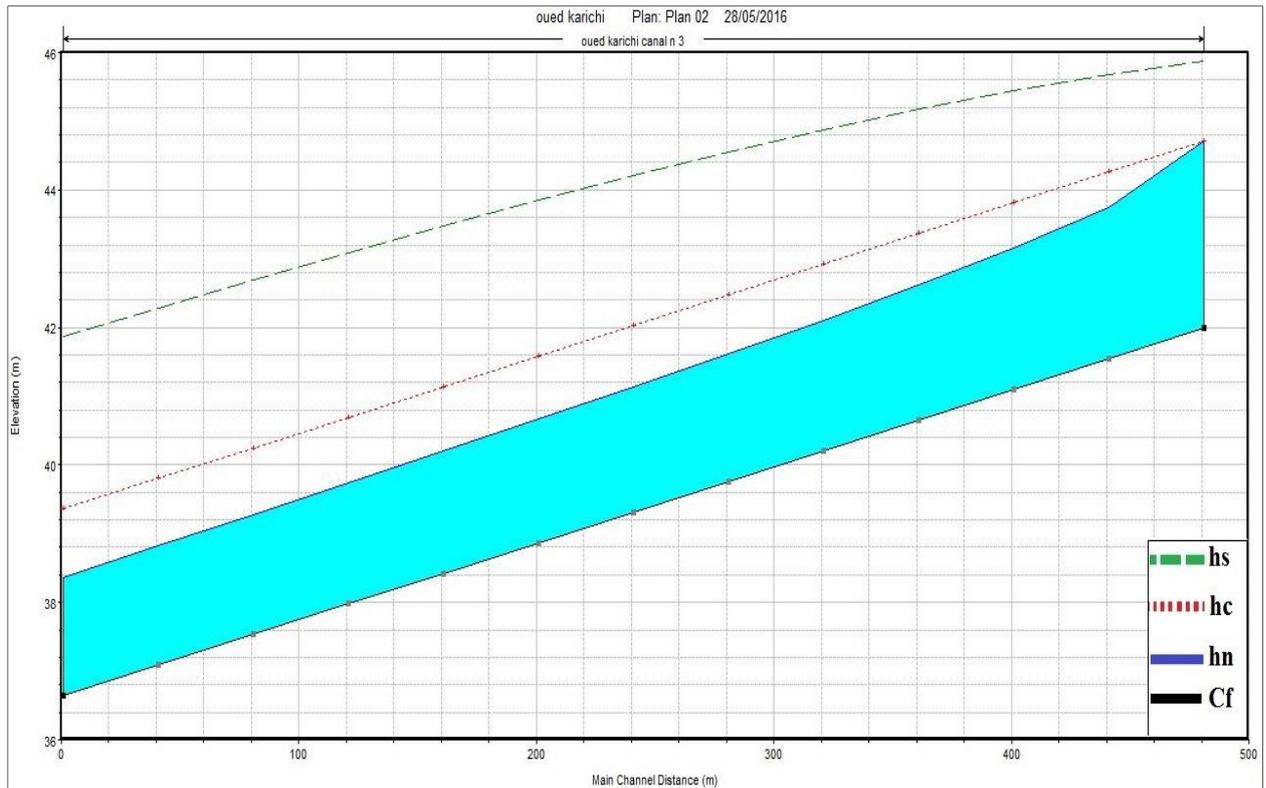


Figure (IV.6) : Profil en long du canal du troisième tronçon

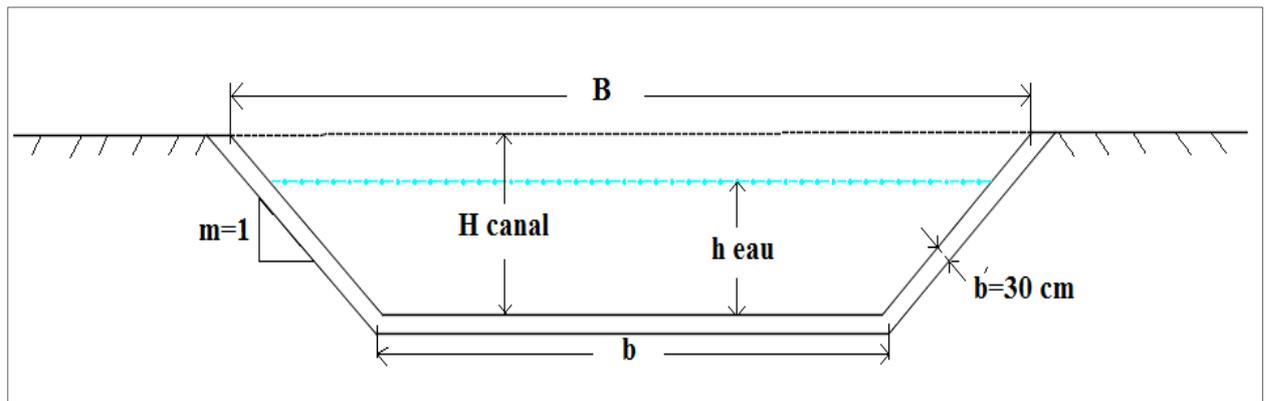


Figure (IV.7) : Profil en travers du canal trapézoïdal en béton

Chapitre IV : Conception et dimensionnement des canaux drainant le bassin versant

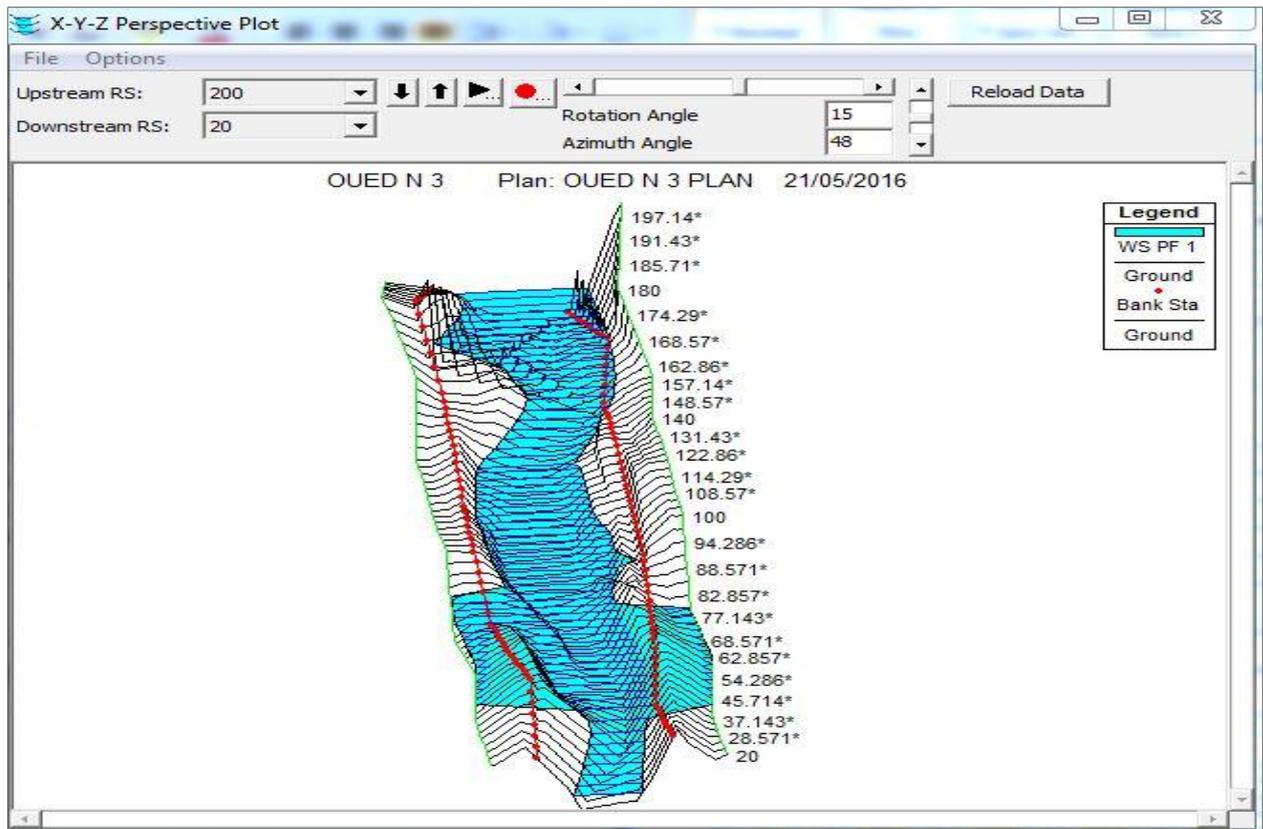


Figure (IV.8) : Résultats de simulation d'une crue centennale avant l'aménagement (HEC RAS)

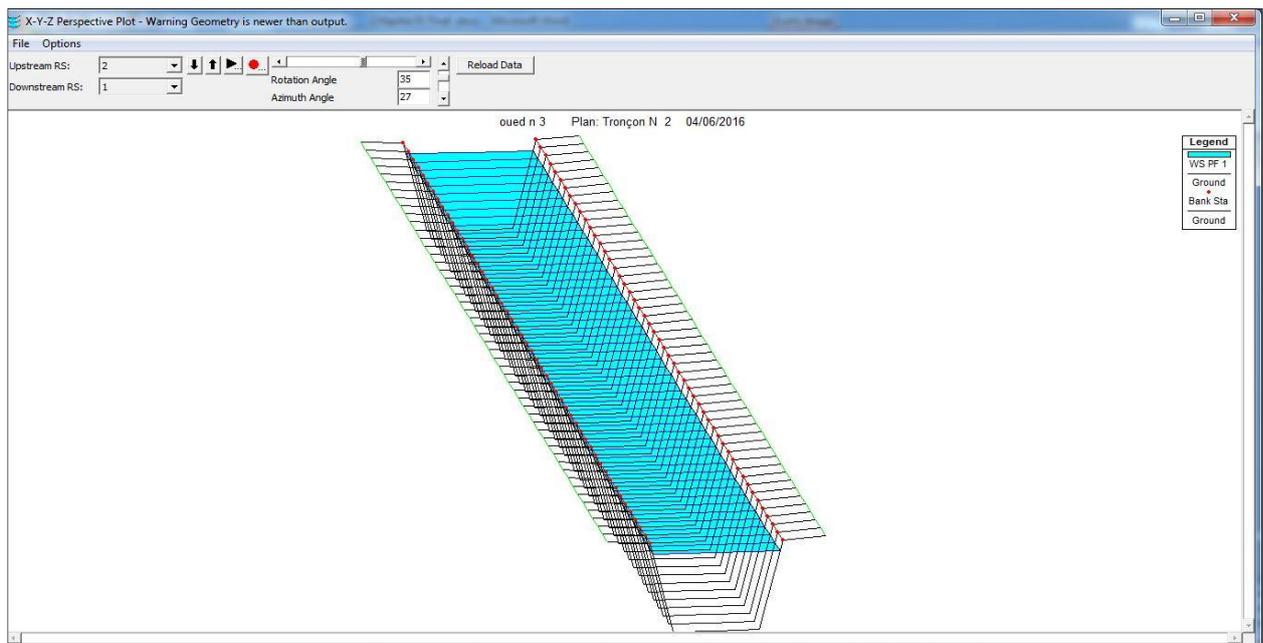


Figure (IV.9) : Résultats de simulation d'une crue centennale après l'aménagement (HEC RAS)

IV.8. Travaux de terrassement

Après avoir effectué une simulation sur un canal trapézoïdal en béton, le logiciel HEC-RAS nous a permis d'avoir les volumes du terrassement suivants :

Volume de remblai : 1428 m³ ;

Volume de déblai : 18898 m³.

IV.9. Travaux de génie civil

Notre projet a comme travaux de génie civil : trois canaux trapézoïdaux en béton brut de longueur 2540 m ; 480 m et 200 m , avec une section de 30 cm d'épaisseur.

IV.9.1. Estimation de Devis des travaux :

Tableau (IV.7) : Devis des travaux pour les différents tronçons

Travaux d'aménagement	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai	m ³	1428.00	1500.00	2142000.00
Déblai	m ³	18898.00	450.00	8504100.00
Béton armé du premier tronçon	m ³	10615.824	30000.00	318474720.00
Béton armé du deuxième tronçon	m ³	1044.15	30000.00	31324500.00
Béton armé du troisième tronçon	m ³	1831.824	30000.00	54954720.00
Montant total				415400040.00

Conclusion

La simulation nous a permis de constater que le régime torrentiel est celui qui domine le long des canaux. Alors qu'on remarque un régime critique au niveau des premières sections transversales en amont. Les vitesses d'écoulements admissibles allant de 4m/s à 11m/s pour une meilleure protection des parois contre l'érosion, et enfin le régime torrentiel va nous garantir l'absence des dépôts, ce résultat nous permet de conclure sur l'absence de débordement le long du canal et que sa capacité est suffisante pour évacuer le flux de la crue de projet en toute sécurité, empêchant l'inondation des localités avoisinantes.

Conclusion générale

La maîtrise des crues constitue un centre d'intérêt d'actualité vers lequel convergent plusieurs approches. La simulation numérique en est une, elle permet de mieux comprendre le phénomène des crues, et cela dans le but d'apporter une contribution aux problèmes de gestion des risques d'inondation par le développement d'une politique plus rationnelle et d'établir des systèmes d'alertes les plus adaptés, ainsi que des plans de protection et d'intervention devant ce type de catastrophes.

Compte tenu du risque d'inondation imminent qui, semble avoir de dimensions incommensurables, la ville de El Kseur se voit dans l'obligation de se protéger contre les effets indésirables des crues. Face à cette situation, la réalisation d'un canal à surface libre devant évacuer les eaux pluviales et consolider les berges est jugée désormais, comme étant la solution à laquelle convergent toutes les réflexions.

Pour mener à bien ce travail, quoiqu'il paraisse facile, cependant, il requiert un arsenal d'outils assez performant pour y parvenir. En effet, d'emblée, une description plus au moins détaillée de la zone d'étude a été abordée dans tous ses aspects, ensuite, une étude hydrologique qui a servi comme élément de base afin d'établir les courbes IDF et les hydrogrammes de crue pour différentes périodes de retour. En dernier lieu, une simulation a été initiée à l'aide du code HEC-RAS pour reproduire le comportement du système étudié dans son aspect structurel et fonctionnel avant et après le dimensionnement.

Notre objectif consiste à déterminer le débit maximum qui transite par cette ville à travers les deux Oueds, en l'occurrence, Oued El Kseur et Oued Karichi. Ces derniers ont été l'objet d'un aménagement sur trois tronçons après avoir choisi une période de retour de 100 ans. Les deux premiers tronçons drainent respectivement le premier et le deuxième bassin, qui s'entrecroisent et donnent naissance à un nouveau tronçon (troisième).

La simulation numérique effectuée à l'aide du logiciel HEC-RAS a montré une génération des inondations qui s'étendent sur une surface très importante suite à une crue centennale, et cela nous a pas laissés indifférents pour mesurer l'ampleur du risque encouru.

Bien entendu, en se basant sur les différents résultats de simulations ainsi que des visites sur terrain, nous avons proposé des canaux trapézoïdaux en béton armé pour aménager les trois tronçons cités précédemment. Il y a lieu de prendre en considération l'impact des apports solides, qui, de par leur mécanisme et leurs quantités, jouent un rôle prépondérant dans l'équilibre dynamique du cours d'eau. Une fois les trois tronçons dimensionnés, un autre scénario de simulation s'est fait pour élucider le comportement de la crue et s'assurer du bon fonctionnement de l'ouvrage portant l'aménagement des cours d'eau traversant la ville d'El-Kseur.

Enfin, la longévité et la consistance de l'ouvrage à réaliser dépendra, sans doute, de l'entretien, du contrôle et la bonne gestion.

Références bibliographiques

- [1] **AOUMAD,A et RAHMANI,E.**, Etude et diagnostic du réseau d'AEP de la commune de fenaia ilmaten daira el kseur Wilaya de Bejaia ,*Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de bejaia* , 130 pages , 2013.
- [2] **BAHLOUS, S.**, Hydraulique cours et exercices, *Centre de publication universitaire tunis*, 2002.
- [3] **CHAUDHRY, H.**, Open channel flow, second edition springer, 2008.
- [4] **DRH.**, Rapport d'étude d'avant projet sommaire, Bejaia, **APS**, 2010.
- [5] **HAMZAOUI, M.**, Etude de l'aménagement de l'oued boueah a l'est de la ville de rouiba, Wilaya d'Alger ,*Mémoire de Fin d'Etudes, Ingéniorat, Ecole National Supérieur D'hydraulique, ARBAOUI Abdellah*, 118 pages , juin 2015.
- [6] **HUBERT,C.**, The hydraulics of open channel flow, *Seconde édition Elsevier butterworth heinmann*, 2004.
- [7] **LABORDE, J.P.** Elément d'hydrologie de surface *Edition 2000*, Nice ,204 pages.
- [8] **RICHARD H. FRENCH**, Open channel Hydraulics second edition, *Mcgraw-Hill book company*, 1987.
- [9]**SAIDI, A. KALA, M et LAHLAL, S.** Des journées techniques : *risques naturels inondation, prévision, protection*, Batna, Algerie, pp. 13-15, 47-57, 15 et 16 Décembre 2004.
- [10] **S.LAWRAENCE DINGMAN**, *Fluvial hydraulics*, Oxford universty press, 2009.
- [11] **T. BENKACI et N. DECHEMI**, Hydrological risks analysis and impacts to water quality for east-west motorway, *Revue scientifique et Technique*. Vol. N°16 et 17, pp.37-45, Décembre 2010.
- [12] **TERRY.W.S**, Open channel hydraulics, *Mcgraw-hill book company* , 2001.
- [13] **Texas Department of Transportation.** ,Hydraulic Design Manual, Design Division, 493p, Mars 2004.
- [14] **TOUAIBIA. B**, Manuel Pratique d'Hydrologie. *Presses Madani Frères*. Blida. Algérie., 166 pages ,2004.
- [15] **TOWNSON, JOHN,.M.** Free-surface hydraulics. *Taylors et francis routedge*.1991.
- [16] **U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS** , HEC-RAS river analysis system, Hydraulic reference manual, USA, 441pages , version 5.01, Avril 2016.
- [17] **VERONIQUE M.**, Hydrologie – Hydrogéologie,107pages, Septembre 2008.
- [18] **VEN. TE. CHOW** .Open Channel hydraulics, *Mcgraw-hill book company*,1959.

Agzul :

Iswi n tezrawt-nney d asehbiber yef temdint n Leqser seg yihemmalen id-yettekken seg unyal n wasif Leqser akked Karici.

Nebda tazrawt seg uzrew n tulmisin n unezwi akked unebdeg temda, ixef wis sin d win yerzan tazrawt n tmeswit akken ad nesken aktam n waman, asennefru n wannar n tezrawt, d uskan amek i tleħħu tmeswit deg waddad-is amagan deg tregwa yeğġa-yay ad nesbedd akk iżalayen, akked usebyen n yiyewwaren n tmeswit d tazzla, ilmend n usennefru –ayi, nessawed ad nefk kra tifat yellan d iswi n tezrawt tatiknikt-tadamsant.

Awal-asaru : aħemmal , assif, anyal, Leqsar.

Résumé :

L'objet de cette étude est de protéger la ville de El Kseur des inondations causées par le débordement de l'oued El kseur et Karichi.

L'étude a été débutée par la détermination des caractéristiques climatiques et topographiques du bassin versant , la deuxième partie est consacrée à l'étude hydrologique à fin de déterminer les débits centennaux, le diagnostic du terrain et la simulation du fonctionnement hydraulique à l'état naturel des cours d'eau nous ont permis de recenser les anomalies, ainsi que la détermination des différents paramètres hydrauliques de l'écoulement . Selon ce diagnostic nous avons proposé des solutions qui ont fait l'objet d'une étude technico-économique.

Mots clés : inondation , rivière , écoulement, débit, El Kseur.

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو حماية مدينة القصر من الفيضانات التي يسببها فيضان نهري القصر و كارشي .

لقد تم بدء الدراسة بتحديد الخصائص المناخية و الطبوغرافية للحوض،الجزء الثاني خصص للدراسة الهيدرولوجية، لتحديد التدفق الفيضانات،تشخيص الارضية، ومحكات الهيدروليكية، في الحالة الطبيعية للاودية، مكنت لنا تحديد الحالات الشاذة ، و مختلف العوامل الهيدروليكية و الهندسية للتدفق. وفقا لهذا التشخيص،إقترحنا حلول التي كانت موضوع دراسة فنية و إقتصادية.

الكلمات المفتاحية : فيضان ، واد، تدفق، السيلان، القصر

Abstract :

The target of this study is to protect Elkseur city from floods caused by the overflow of Oued El Kseur and Karichi.

The study has been done by determining the climatic and topographic characteristics of the watershed. The second part is devoted to the hydrological study to determine the centennial flows. The diagnosis of the field and simulation of hydraulic functioning in a natural state of river have helped us to identify the anomalies and determine the various parameters of hydraulic outflow. According to this diagnostic we have proposed solutions that have been the subject of a techno-economic study.

Keywords: floud, river, outflow, flow, El Kseur.
