

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r. KESSAI Mohand Amokrane

M^r. SNOUSSI Mohamed Nadji

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

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

CONTRIBUTION À L'ÉTUDE D'AMÉNAGEMENT DE OUED MELIANI, COMMUNE D'EL-KSEUR, WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le **09 / 11 / 2021** devant le jury composé de :

- Président : **M^r. BEDJOU A.**
- Promoteur : **M^r. LAHOUARI F.**
- Examineur : **M^r. BENZERRA A.**

Remerciements

Nous saisissons l'occasion à travers ce travail pour présenter nos remerciements, d'abord au Bon Dieu tout puissant qui nous a donné le courage, la santé, la volonté et la patience pour accomplir ce travail, qui a été pour nous l'occasion de découvrir le monde de la recherche. En suite à notre encadreur, Mr. LAHOUARI Farid qui a été présent et qui nous a beaucoup orienté par ses conseils et son savoir.

C'est ainsi que nous remercions tous les membres du jury, Mr BEDJOU A et Mr BENZERRA A. Nous ne saurions oublier nos enseignants du Département d'Hydraulique pour les conseils et les encouragements qu'ils nous ont apportés pendant le déroulement de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier Mr. BELMEHDI S et tous les ingénieurs de l'entreprise d'étude et de réalisation en BTPH « BELMEHDI Salah »

Enfin nous adressons nos meilleurs et chaleureux remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce travail, sans oublier bien sûr nos collègues en master II.

Dédicaces

Je dédie ce travail de fin de cycle à toutes les personnes que j'aime, et en particulier :

-Mes chers parents. A ma chère mère et à mon père qui m'ont toujours soutenu et m'ont apporté beaucoup d'amour. Je ne les remercierais jamais assez, que dieu les protège.

-Ma chère sœur, je lui souhaite tout le bonheur du monde.

-Ma chère femme, qui est toujours à mes côtés. Elle a toute ma gratitude et mon amour.

-Mes amis de la H113, que notre amitié persévère. Aux résidents de la R.U.T.O, ce fut une expérience exceptionnelle passée à Targa Ouzemour.

-Mes collègues et mes amis du département hydraulique des promos 2014,2015 et 2016.

-Mon binôme, Amokrane. Ce fut un plaisir de travailler ensemble.

-Et pour finir, je dédie ce travail à Djimi « djamel bensmail » qui m'a toujours encouragé pour aller de l'avant. Tu resteras toujours de mon cœur, très cher. A tous les Milianais.

Nadji.

Liste des figures	I
Liste des tableaux	II
Liste des symboles.....	III
Liste des abréviations.....	V
Introduction générale	2
Chapitre I : Présentation du site	4
I.1.INTRODUCTION	4
I.2. Présentation de la zone d'étude	4
I.3. Situation géographique	5
I.4. HYDROLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE.....	5
I.5. Géologie	5
I.6. COUVERTURE VEGETALES.....	7
I.7. Conclusion	7
Chapitre II : Etude des caractéristiques hydrologiques et des apports.....	9
II.1 Introduction	9
II.2 BASSIN VERSANT	9
II.2.1 CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES	10
II.2.1.1 La surface.....	10
II.2.2.2 Le périmètre.....	10
II.2.2.3 La forme.....	10
A. L'indice de compacité ou de Gravelius K_c	11
B. Le rectangle équivalent	11
C. Caractéristiques de relief.....	11
II.2.2.4. Courbe hypsométrique	12
II.2.2.5. Altitudes caractéristiques.....	14
II.2.3. L'hydrographie.....	15
II.2.3.1. Le chevelu hydrographique.....	15
II.2.3.2 Densité de Drainage	16
II.2.3.3 Coefficient de torrencialité.....	17
II.2.4. PROFIL EN LONG ET PENTE MOYENNE.....	17
II.2.4.1. Les indices de pente	17
II.2.4.2. La dénivelée	18
A. La dénivelée Spécifique.....	18
II.2.5. Temps de concentration du bassin versant T_c	19
II.2.5.1. La formule de GIANDOTTI (1937).....	19

II.2.5.2. La formule de VENTURA.....	19
II.2.5.3. La formule de KIRPICH.....	19
II.2.5.4. Formule de L'ANRH.....	19
II.3. Pluviométrie.....	20
II.3.1. DONNEES PLUVIOMETRIQUES DISPONIBLES.....	21
II.3.2. CRITERES ET HOMOGENEISATIONS DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES.....	21
II.3.2.1. DETECTION ET CORRECTION DES ERREURS.....	21
II.3.2.2. REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS	22
II.3.2.3. Analyse statistique des données pluviométriques mensuelles	23
II.3.2.4. REPARTITION SAISONNIERE DES PRECIPITATIONS	23
II.3.3. INTENSITE DE LA PLUIE	24
II.3.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	24
II.3.3.2 Test d'homogénéité (Test d'adéquation).....	28
II.3.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	29
II.3.3.4 Test d'homogénéité (Test d'adéquation)	31
II.3.4. ESTIMATION DES PLUIES DE COURTE DUREE	32
II.4. LES APPORTS ANNUELS	34
II.4.1. LES DEBITS DE CRUES	36
II.4.2 RELATIONS EMPIRIQUES	36
II.4.2.1. Formule de MALLET ET GAUTHIER	36
II.4.2.2. Formule de Giandotti	37
II.4.2.3. Formule de SOKOLOVSKY.....	37
II.4.2.4. Méthode Rationnelle (TURRAZA).....	38
II.4.2.5. Conclusion	39
II.4.3 CARACATERISTIQUES DE LA CRUE.....	39
II.4.3.1 HYDROGRAMMES DES CRUES.....	39
II.4.3.2. Description d'un cours d'eau	40
II.4.3.3 Construction des hydrogrammes de crues.....	41
II.5. LES APPORTS SOLIDES.....	43
II.5.1. RELATIONS EMPIRIQUES.....	43
II.6. Conclusion.....	45
Chapitre III : Simulation hydraulique des écoulements.....	47
III.1 Introduction	47
III.2 Description du cours d'eau.....	47
III.3 Les canaux.....	47
III.3.1 Différents types de canaux	47

III.3.1.1 Les canaux naturels	48
III.3.1.2 Les canaux artificiels.....	48
III.3.2. Les paramètres géométriques.....	48
III.3.2.1 Géométrie des canaux.....	48
III.3.3 Régime D'écoulement.....	49
III.3.3.1 Nombre de REYNOLDS.....	49
III.3.3.2 Nombre de FROUDE.....	49
III.4 Dimensionnement des canaux.....	49
III.4.1 Formule de MANNING-STRICKLER.....	50
III.5 Calcul des paramètres géométriques.....	50
III.5.1 Diamètre hydraulique.....	50
III.5.2 Rayon hydraulique.....	51
III.5.3 Hauteur critique.....	51
III.5.3.1 Méthode graphique.....	51
III.5.3.2 Méthode analytique d'AGROSKINE.....	52
III.5.3.3 Méthode itérative	52
III.5.4 Géométrie des canaux	52
III.5.4.1 Les caractéristiques géométriques des canaux.....	53
III.5.4.2 Résumé des caractéristiques géométriques des canaux	53
III.6 Présentation du logiciel HEC RAS.....	54
III.6.1 Théorie de base de calcul du modèle HEC-RAS pour l'écoulement permanent.....	54
III.6.1.1 Équations de base entre deux sections.....	54
III.6.1.2 Subdivision d'une section en travers pour le calcul du débit.....	55
III.6.1.3 Banque de données nécessaires à l'application du modèle HECRAS.....	56
III.6.1.4 Application du modèle HEC-RAS.....	56
III.6.2 Modélisation de la géométrie.....	57
III.6.3 Modélisation de l'écoulement.....	58
III.6.4 Simulation hydraulique.....	59
III.6.5 Résultats de la simulation	60
III.7 Analyse Pour la crue centennale de débit $83.5 \text{ m}^3/\text{s}$	62
III.8 Détermination de la section d'aménagement.....	68
III.9 Conclusion.....	71
Conclusion générale	73
Bibliographie	75
Annexes.....	78

Liste des figures

Figures	Désignations	Pages
Figure I.1	Délimitation de bassin versant de oued Meliani	4
Figure I.2	Coupe géologique du massif de Chellata d'après J.P GERALD (1979).	6
Figure II.1	Délimitation du bassin versant	9
Figure II.2	Influence de la forme du bassin versant sur l'hydro gramme de crue	10
Figure II.3	Relief de bassin versant d'oued Meliani	12
Figure II.4	Courbe hypsométrique du BV	12
Figure II.5	Carte hypsométrique du bassin versant	14
Figure II.6	Les divers remplissages du réseau hydrographique	15
Figure II.7	Réseau hydrographique du bassin versant avec leurs ordres	16
Figure II.8	Carte de densité de drainage	17
Figure II.9	Répartition mensuelle des précipitations	22
Figure II.10	Répartition saisonnière des précipitations (1903-1974)	24
Figure II.11	Ajustement des pluies journalières max par la loi Gumbel.	28
Figure II.12	Ajustement des pluies journalières max par la loi Galton.	31
Figure II.13	Courbes de pluies journalières maximales fréquentielles	33
Figure II.14	Courbes I.D.F	34
Figure II.15	Exemple d'Hydro gramme de Crue.	40
Figure II.16	Hydro gramme de Crue pour différentes Périodes.	41
Figure II.17	Bassin Versant Oued Meliani.	43
Figure III.1	Image vue de ciel le secteur de l'oued Meliani.	47
Figure III.2	Paramètres géométriques d'un canal.	48
Figure III.3	Conservation de la charge entre deux sections	55
Figure III.4	Méthode de subdivision du débit par le modèle HEC-RAS	56
Figure III.5	Subdivision du cours d'eau	56
Figure III.6	Modèle géométrique du cours d'eau	57
Figure III.7	Exemple de l'introduction des sections transversales	58
Figure III.8	Illustration d'un profil en travers	58
Figure III.9	Illustration de la fenêtre des débits pour différentes périodes de retours	59
Figure III.10	Fenêtres de simulation pour le régime permanent	59
Figure III.11	Profil en long du cours d'eau en état naturel pour une crue centennale	60
Figure III.12	Visualisation en 3D des sections du tronçon.	61
Figure III.13	Section 01 :5.14 (point métrique)	62
Figure III.14	Section 02 :22.44 (point métrique)	62
Figure III.15	Section 03 :41.96 (point métrique)	63
Figure III.16	Section 04 :100 (point métrique)	63
Figure III.17	Section 05 :129.22 (point métrique)	64
Figure III.18	Section 05 :129.22 (point métrique)	64
Figure III.19	Section 07 :184.96 (point métrique)	65
Figure III.20	Section 08 :227.66 (point métrique)	65
Figure III.21	Section 09 :250.45 (point métrique)	66
Figure III.22	Section 10 :274.45 (point métrique)	66
Figure III.23	Section 11 :300 (point métrique)	67
Figure III.24	Section 12 :330 (point métrique)	67
Figure III.25	Coupe section adoptée.	68

Liste des tableaux

Tableaux	Désignations	Pages
Tableau II.1	Les données de la courbe hypsométrique	13
Tableau II.2	Caractéristiques du Réseau hydrographique	16
Tableau II.3	La classification d'O.R.S.T.O.M	18
Tableau II.4	Résultats du calcul du temps de concentration (en heures)	20
Tableau II.5	Récapitulatif des données morphométriques du bassin versant	20
Tableau II.6	Les caractéristiques de la station El Kseur	21
Tableau II.7	Série pluviométrique station El Kseur	21
Tableau II.8	Analyse statistique des données pluviométriques (mensuelles) d'El Kseur	23
Tableau II.9	Répartition saisonnière des précipitations (1903-1974)	23
Tableau II.10	Classement les valeurs des précipitations par ordre croissant	25
Tableau II.11	Caractéristique de la série avec N=61	27
Tableau II.12	Ajustement par la loi de Gumbel	28
Tableau II.13	Ajustement par la loi Galton	30
Tableau II.14	Précipitations et intensités maximales de la durée t (h)	32
Tableau II.15	Résultats récapitulatifs	36
Tableau II.16	Résultats obtenus par. Formule de MALLET ET GAUTHIER	36
Tableau II.17	Résultats obtenus par Formule de Giandotti	37
Tableau II.18	Résultats obtenus Formule de SOKOLOVSKY	38
Tableau II.19	Résultats obtenu Méthode Rationnelle (TURRAZA)	38
Tableau II.20	Tableau récapitulatif des débits maximums de crue à différentes fréquences ou périodes et avec différentes méthodes	39
Tableau II.21	Débits des crues de chaque période de retour.	41
Tableau II.22	Formules de SOGREAH	44
Tableau II.23	Résultats pour différentes Formules	45
Tableau III.1	Valeurs estimées pour le coefficient de Manning Strickler en fonction de la nature des Parois	50
Tableau III.2	Déférents types de sections des canaux	53
Tableau III.3	Résultats de la simulation pour une période de retour de 100 ans	60
Tableau III.4	Résultats obtenus par Hec-ras pour la section adoptée	68

Liste des symboles

- A** : l'apport liquide en Hm^3
A : coefficient Régionale
b : exposant climatique calculé par la formule
B_{cr} : largeur du plan d'eau en surface en m
C : Coefficient topographique
C : Indices de Fournier
C : coefficient de perte d'expansion ou de contraction
Cp% : Coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période
Ct : Coefficient de torrentialité
D : Dénivelée entre H5% et H95% en (m)
Dd : densité de drainage
Dh : diamètre hydraulique
DH : la dénivelée entre Hmax et Hmin
Ds : Dégradation spécifique ($\text{t}/\text{km}^2/\text{an}$)
Ds : dénivelée spécifique
E_c : Energie cinétique égale à $\frac{V^2}{2g}$
E_p : Energie potentielle égale à h
F : coefficient de la formule de l'hydro gramme des crues pour différentes périodes
Fr : nombre de Froude
F1 : le rapport entre le nombre de thalwegs d'ordre 1 et la surface globale du BV
g : l'accélération de pesanteur prise égale 9.81 en m/s^2
H : différence d'altitude moyenne avec altitude de l'exutoire m
Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives en m
Hmin : Hauteur minimale en m
Hmoy : Hauteur moyenne en m
H0 : l'échantillon provient d'une loi Gumbel
H0 : la perte d'eau initiale
H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel
H₁, H₂ : profondeur de l'eau au niveau des sections
H5% : l'altitude lue au point d'abscisse 5% de la surface totale du bassin
H95% : l'altitude lue au point d'abscisse 95% de la surface totale du bassin
I : angle de frottement représentatif entre deux sections
I : indice de pente en (m/km)
Ig : indice de pente global(m)
Ip : Indice de pente de Roche
It : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée en mm/h
K : Constante du bassin
Kc : Indice de compacité
K_s : Coefficient de Manning Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements à surface libre, où $k_s = \frac{1}{n}$
L : longueur du rectangle équivalent en (Km)
l : largeur du rectangle équivalent en (Km)
L : longueur de la distance entre deux sections
LE : la lame d'eau en mm
m : rang de précipitation

m et n : les puissances des paraboles sont respectivement égales à 2 et 3, pour les petits bassins versants

n : nombre d'observations (nombre d'année, 61)

P : Périmètre du bassin versant en Km

P : Périmètre de la section mouillée

P_{jmax} : Pluie journalière maximale

P_{jmaxmoy} : Pluie journalière maximale (moyenne)

P_m : Périmètre mouillé de la section

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle

P_{tc} : Pluie de courte durée en heure de fréquence donnée

PTC : Pluie fréquentielle de durée de temps de concentration, en mm

P' : Pluie moyenne du mois le plus pluvieux de l'année

\bar{P} : Pluie annuelle moyenne

q : Les quantiles

Q_{max} : débit maximal en l/s

Q_t : débit instantané au moment t

R_h : Rayon hydraulique correspondant au rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé en m

S : Surface du bassin versant en Km²

S : Section mouillée m²

S_{cr} : Section critique m²

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives en km²

S_i : Surface partielle en (%) comprise entre deux altitudes H_i et H_{i-1}

S_m : Section mouillée

T : période de retour de la crue sur année

t_c : temps de concentration en s

T_d : temps de décrue

T_m : temps de montée de la crue égale au temps de concentration

u : variable réduite de Gauss

V : la vitesse en m/s

V₁, V₂ : vitesses moyennes (débit total /surface totale d'écoulement) en m/s

X : Précipitation maximale journalière en (mm)

X₀ : ordonnée à l'origine en (mm)

\bar{X} : moyenne de l'échantillon (la série)

Y : variable réduite de Gumbel

Z₁, Z₂ : côte du canal principal

α₁, α₂ : coefficients de pondération de vitesse

γ : est un coefficient dépendant de la taille et des conditions physiographiques du bassin versant, il est tabulé

γ_s : poids volumique de l'apport solide

δx : écart type de l'échantillon (la série)

ΔH : perte d'énergie principale (perte de charge)

\sum : Li est la somme des longueurs de tous les thalwegs en km

1/a : la pente de la droite de Gumbel

Liste des abréviations

ANRH : agence nationale des ressources hydrauliques

BV : bassin versant

DRH : direction des ressources humaines

IDF : intensité, durée, fréquence

INGEROP : société d'ingénierie et de conseil française indépendante

LIAS : Laboratoire d'informatique et d'Automatique pour les Systèmes

ORSTOM : Office de la recherche scientifique et technique outre-mer

SNTF : Société nationale des transports ferroviaires

USArmy : united states army

Introduction générale

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 à titre d'exemple, les inondations sont à l'origine de plus de 80 % des catastrophes naturelles enregistrées dans le monde entre 1996 et 2006, provoquant 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.

[CHAUDHRY, H.,2008]

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Cependant le but d'un cours d'eau est d'évacuer les eaux du ruissellement provenant des fossés, voies d'eau et de celles provenant du drainage souterrain et des nappes souterraines (sources). La question d'améliorer un cours d'eau se pose lorsque celui-ci est de capacité insuffisante et qu'il cause des dégâts lors des crues. Le but de l'intervention est d'améliorer la situation, par conséquent, aménagé un cours d'eau signifie faire des modifications ou des corrections sur son état naturel afin de protéger contre les crues et les inondations d'une part et, d'autre part dans le but d'une bonne exploitation de ses eaux à des fins anthropiques.

L'oued Meliani est situé dans la ville d'El Kseur de la wilaya de Bejaia, traverse la ville au milieu urbain et, à sa rive gauche on trouve entre autres l'unité de fabrication et de conditionnement de boissons rafraichissantes (ex Cojek) du groupe de l'industrie agroalimentaire Cevital, qui possède une station d'épuration des eaux usées (industrielles). Notre objectif dans cette étude est l'aménagement d'oued Meliani ainsi de proposer un aménagement capable de canaliser les eaux de crue lors des averses importantes subséquemment de protéger ladite station d'épuration. Cet aménagement doit réduire tout risque d'inondation en amont et en aval de la zone objet d'étude. Pour cela une étude hydrologique détaillée du bassin versant est nécessaire afin de quantifier, estimer et simuler tous les paramètres hydrauliques capables d'influencer directement ou indirectement l'aménagement qui sera proposé.

Ce présent travail est devisé comme suit : on a commencé dans la première partie par une description de la zone d'étude pour recenser les distinctes caractéristiques physiques du bassin versant (la couverture végétale, la géologie du site et la situation hydrologique du site), ensuite dans la deuxième partie on a procédé à l'étude hydrologique afin de calculer les différents débits de crues pour les différentes périodes de retour, esquissant tout d'abord une analyse statistique de la série pluviométrique dont nous y disposant, la troisième partie a été consacrée à la simulation hydraulique de l'écoulement à surface libre à l'aide du logiciel HEC-RAS (modèle hydrodynamique unidimensionnel), qui permet de déterminer les caractéristiques d'un écoulement en fonction de données géométriques et hydrologiques de oued et son bassin versant, afin de mieux connaître le comportement du cours d'eau à l'état naturel, enfin dans la dernière partie de ce travail après avoir simulé, la visualisation en 3D du tronçon sur HEC RAS nous montre que l'eau ne déborde pas tout au long de notre oued.

Nous avons adopté des sections rectangulaires en gardant les mêmes pentes que celles à l'état naturel correspondantes pour chaque section pour mieux assurer et sécuriser l'usine Cevital et le milieu urbain des inondations.

Chapitre I :

Présentation du site

Chapitre I : Présentation du site

I.1.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 (Hydrologie, géologie, couvertures végétales, ...etc.).

I.2. Présentation de la zone d'étude

La zone d'étude est implantée entre deux voies de communication importantes à savoir la route nationale N°26 qui relie Tazmalt à Bejaia et le chemin de fer qui relie Beni Mansour à Bejaia, située en contrebas de la ville d'El-Kseur.

En présence du pont de chemin de fer et de la gare d'El-Kseur, notre enquête nous renseigne que la zone n'a pas subi d'inondations importantes auparavant.

L'activité humaine nécessite aujourd'hui d'accompagner la zone par des aménagements de développements dont cette étude s'inscrit dans cette optique.

L'oued Meliani d'el-kseur prend sa source au niveau du versant sud des monts d'Ifnaine et Bourbaatache. Son bassin versant est d'une superficie de 11 km², trouve son exutoire au niveau de l'oued Soummam.

Le bassin de Oued Meliani d'el-Kseur est un sous-bassin versant de sous-bassin Oued Soummam (maritime) n°15-10 lui-même est du bassin versant Soummam. Ce dernier est l'un des plus grands bassins versants de l'Algérie avec une surface de 9125 km² et porte la codification 15 selon l'ANRH.



Figure I.1 : délimitation du bassin versant l'oued Meliani.

I.3. 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 ;
- de l'ouest par la commune Taourirt- Ighil ;
- du sud-ouest par la commune Fenaia-IlMaten ;
- du sud par la commune D'Aamizour ;
- de l'est par la commune D'Oued Ghir.

I.4. HYDROLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE :[vizitrev,1987]

Le bassin versant de l'oued Meliani de la ville d'El-Kseur appartient à la vallée de l'oued Soummam. Il est drainé par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents dont l'oued Soummam représente le collecteur principal. Suivant les données hydrologiques recueillies entre 1961 et 1971 (Viziterv, 1987), le débit moyen de l'oued Soummam est de 25 m³/s. Durant la période de crue de 1970, le débit maximal enregistré était de 115,9 m³/s et le débit d'étiage (durant les mois de juillet et août) descend à 0,6 m³/s. Ces débits montrent en effet de grandes irrégularités interannuelles, donc saisonnières.

A son embouchure, l'oued Soummam présente un apport de 700.106 m³/an d'eau qu'il déverse dans la mer Méditerranée (Visiterv, 1987). L'apport principal provient des affluents de la rive gauche, avec un total moyen de 68.106 m³/an, et les affluents de la rive droite déversent un total moyen de 25 x 106 m³/an. Les affluents de la rive gauche étant situés sur des versants plus arrosés en pluies et en neige, leur permettant de canaliser un écoulement de surface plus important que celui des versants drainés par les affluents de la rive.

I.5. Géologie [farés kessasra, 2014]

La zone étudiée est caractérisée par quatre grands ensembles géologiques majeurs :

A. Au sud les Babors d'Akbou et la chaîne des Bibans sont constitués essentiellement par :

- Les formations calcaires du jurassique, dessinant des crêtes saillantes dans le paysage à l'image, de Berchiche-IchOuhouli-Anechar à la limite méridionale et de l'Adrar Soummam- Azrou N'tghermine-Ouchetoug en bordure immédiate de la vallée ;
- Les pélites et les marnes du crétacé inférieur dessinant une succession infinie et monotone des ravins profondément burinés et de coteaux nettement surélevés. La puissance démesurée des séries élitiques et marneuse qui dépassent 300m font qu'elles recouvrent la quasi-totalité Nat Abbas, Imahfoudhen, Bouhamza, et At Aidel.

B. La plaine alluviale et les bordures immédiates sont constituées par des formations géologiques continentales grossières, d'âges récents ce sont :

- Les grès grossiers à alternance d'argile du numidien ;
- Les formations conglomératiques et les marnes gréseuses du Miocène de la Soummam ;

-Les alluvions anciennes des hautes terrasses et des cônes de déjection ancienne de l'oued Soummam et de ces principaux affluents ;

-Les alluvions récentes des terrasses inondables du lit majeur de l'oued Soummam et les cônes de déjection fonctionnels des principaux affluents.

C. Les formations des flyschs, du versant nord, forment un empilement complexe et indéchiffrable d'unités d'allochtones.

Elles sont constituées essentiellement par des alternances répétées de couches palmitiques et quartzesuses, en bancs d'épaisseurs centimétriques à décimétriques. Elles présentent des faciès spécifiques qui les caractérisent en quatre grandes familles :

-La première famille rassemble les séries à faciès telliens ;

-La deuxième famille comprend les flysch crétacés à affinités clairement externes ;

-La troisième famille est représentée par le flysch d'Akbou par ses couleurs, l'existence de niveaux détritiques d'âge tertiaire, a matériel schisteux, la présence dominante de galets calcaires ou gréseux provenant de la chaîne calcaire, montrent clairement que ce flysch n'a pas la même origine paléogéographique que ceux de la famille précédente ;

-La quatrième famille s'apparente au flysch Mauritanien, elle contient un épais flysch gréseux crétacé inférieur. Le matériel remanié dans les flysch ;

De cette famille est souvent grossier, blocs des klippes sédimentaires et s'observent en place dans la chaîne calcaire.

D. Les formations de la dorsale kabyle d'Azrou Nat ziki et Soummam sont constitués par :

-Les calcaires massifs et les calcaires à silex du LIAS inférieur et moyen ;

-Les marnes et marno calcaires du crétacé inférieur au Paléocènes ;

-Les calcaires massifs à nummulites du Paléocène à Lutétien inférieur. Des lambeaux de gré rouge du Permettrais recouvrent localement les calcaires à nummulites.

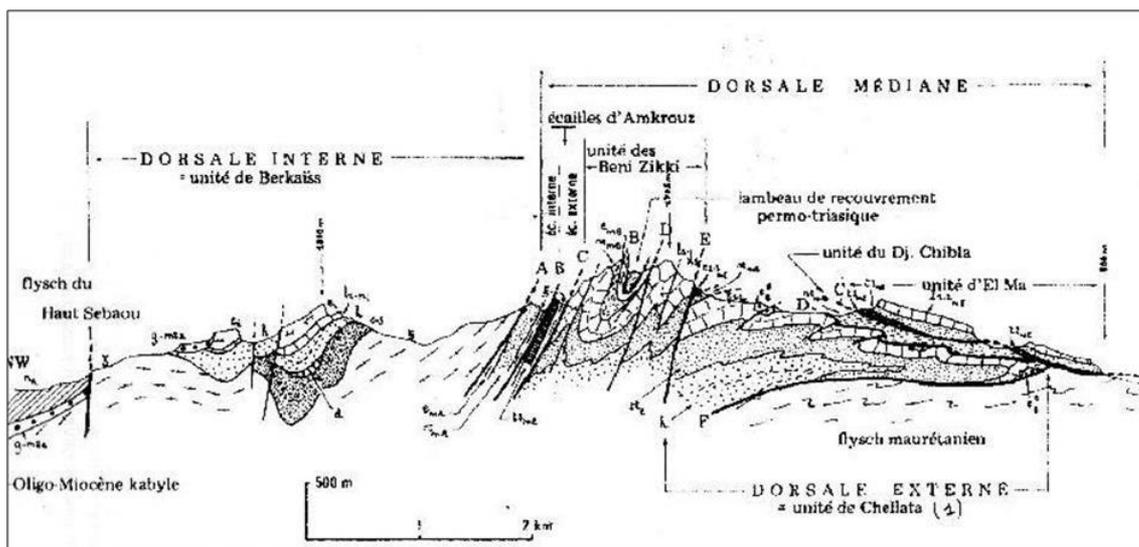


Figure I.2 : coupe géologique du massif de Chellata d'après J.P GERALD (1979).

I.6. COUVERTURE VEGETALES [farés kessasra, 2014]

L'activité végétative et le type de sol sont intimement liés et leurs actions combinées influencent singulièrement l'écoulement en surface. Le couvert végétal retient, selon sa densité, sa nature et l'importance de la précipitation, une proportion variable de l'eau atmosphérique. Cette eau d'interception est en partie soustraite à l'écoulement.

La forêt, par exemple, intercepte une partie de l'averse par sa frondaison. Elle exerce une action limitatrice importante sur le ruissellement superficiel. La forêt régularise le débit des cours d'eau et amortit les crues de faibles et moyennes amplitudes. Par contre, son action sur les débits extrêmes causés par des crues catastrophiques est réduite.

A l'inverse, le sol nu, de faible capacité de rétention favorise un ruissellement très rapide. L'érosion de la terre va généralement de pair avec l'absence de couverture végétale.

I.7. Conclusion

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

Chapitre II :
Etude des
caractéristiques
hydrologiques et des
apports

Chapitre I : Etude des caractéristiques hydrologiques et des apports**II.1 Introduction**

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous les trois États : gazeux, liquide et solide, l'une de ses branches principales est consacrée à l'analogie du débit des crues d'eau.

L'hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les Écoulements des cours d'eau et les inondations.

II.2 BASSIN VERSANT

Les paramètres caractérisant le bassin versant (surface, périmètre, pente, couverture végétale, altitudes maximales moyennes et minimales et réseau hydrographique) sont déterminés à partir des cartes au 1/25000, géo référencées sous l'ARC GIS version 10. 4 avec une résolution numérique de 30 m.

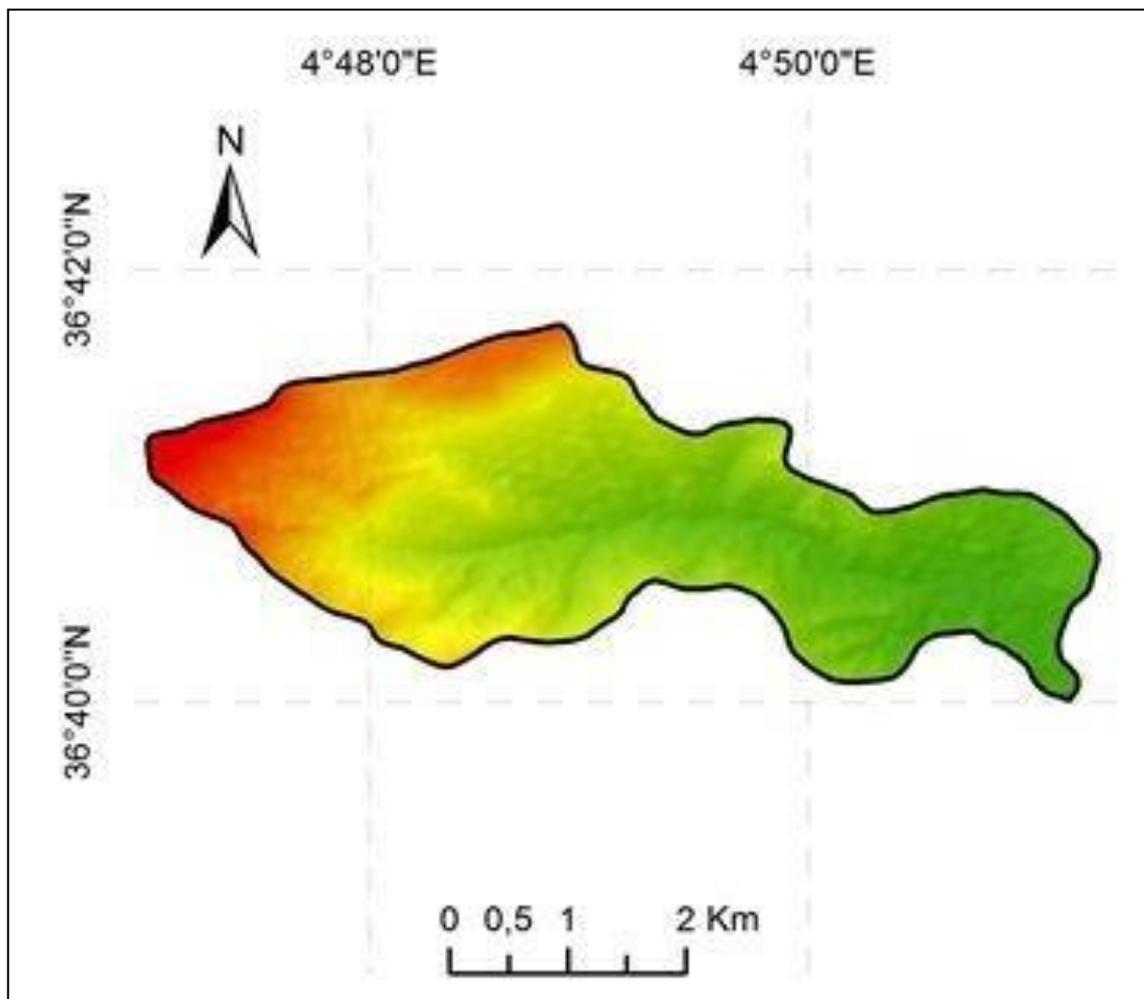


Figure II.1 : délimitation du bassin versant de l'oued Meliani

II.2.1 CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES

Les caractéristiques physiques et hydrographiques du bassin versant objet d'étude ont été évaluées sur la base d'informations topographiques des cartes au 1/25 000.

Les courbes de niveau et thalwegs de différents ordres (classification de Horton) ont été digitalisés (Arc gis). Ainsi toutes les surfaces partielles, comprises entre les courbes de niveau, les distances et longueurs (thalwegs et équidistances entre les courbes) sont calculées automatiquement.

II.2.1.1 La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports, volumes de précipitations ou infiltrations...). La surface du bassin étudié : $S=10.83 \text{ KM}^2$

II.2.2.2 Le périmètre

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

Le périmètre est estimé à : $P = 17.64 \text{ KM}$

II.2.2.3 La forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydro gramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail (bv_1), présentant un temps de concentration plus court (t_{c1}), auront les plus forts débits de pointe, comme le montre la figure suivante

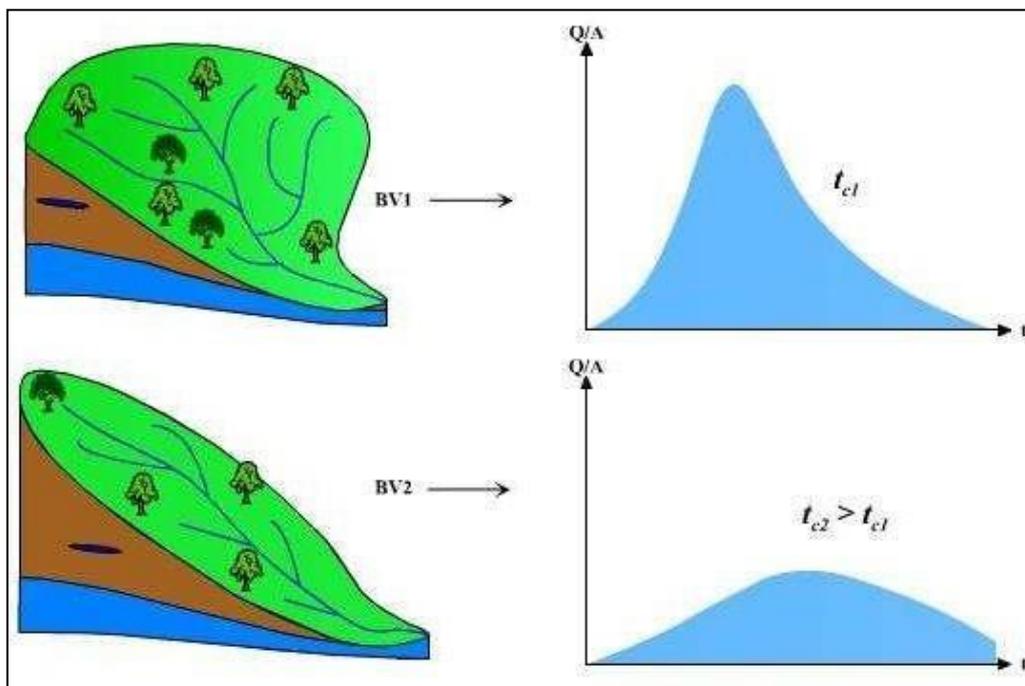


Figure II.2 : Influence de la forme du bassin versant sur l'hydro gramme de crue

A. L'indice de compacité ou de Gravelius Kc [BENINA Touabia, 2005]

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 Kc défini par la formule suivante :

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

Kc=1,50

Kc : Indice de compacité

S : Surface du bassin versant [Km²]

P : Périmètre du bassin versant [Km]

B Le rectangle équivalent [BENNIA Touabia, 2005]

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

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

$$L = \frac{k_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{k_c} \right)^2} \right] \quad (\text{II.2})$$

$$l = \frac{k_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{k_c} \right)^2} \right] \quad (\text{II.3})$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : La superficie du bassin versant (Km²) ;

Kc : Le coefficient de compacité ou de Gravelius.

C. Caractéristiques de relief

Le relief est la forte variation verticale d'une surface solide soit positivement en saillie soit négativement, en creux. La géomorphologie distingue traditionnellement trois grands types de relief : la plaine, plateau, la montagne



Figure II.3 : Relief de bassin versant de l'oued Meliani

II.2.2.4. Courbe hypsométrique [André Musy, 2005].

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage

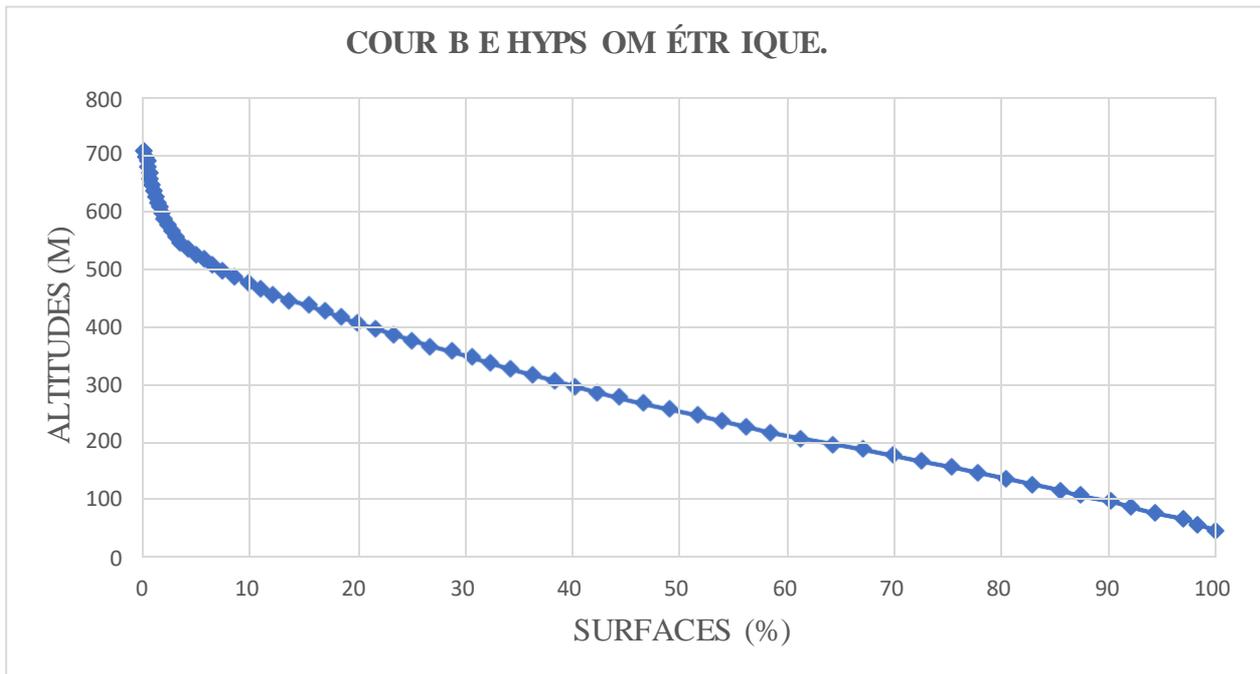


Figure II.4 : courbe hypsométrique du BV

Tableau II.1 : les données de la courbe hypsométrique

Hi	Hi+1	(Hi+Hi+1)/2	Superficie(m ²)	Surface cumulée	pourcentage(%)	Surface cumulée(%)
40	50	45	167221.00	167221.00	1.61	100.00
50	60	55	148312.69	315533.68	1.43	98.39
60	70	65	277062.30	592595.98	2.67	96.96
70	80	75	220755.87	813351.85	2.12	94.30
80	90	85	198114.25	1011466.10	1.91	92.17
90	100	95	301613.78	1313079.87	2.90	90.27
100	110	105	199755.34	1512835.22	1.92	87.36
110	120	115	255136.56	1767971.78	2.46	85.44
120	130	125	258844.57	2026816.35	2.49	82.98
130	140	135	267365.28	2294181.63	2.57	80.49
140	150	145	264962.53	2559144.16	2.55	77.92
150	160	155	296479.19	2855623.35	2.85	75.37
160	170	165	272535.14	3128158.49	2.62	72.52
170	180	175	278442.94	3406601.43	2.68	69.89
180	190	185	292823.01	3699424.44	2.82	67.21
190	200	195	321833.08	4021257.53	3.10	64.40
200	210	205	293296.87	4314554.40	2.82	61.30
210	220	215	233075.12	4547629.52	2.24	58.47
220	230	225	243683.27	4791312.79	2.35	56.23
230	240	235	232690.09	5024002.88	2.24	53.89
240	250	245	266110.66	5290113.55	2.56	51.65
250	260	255	258192.43	5548305.98	2.48	49.09
260	270	265	237096.54	5785402.51	2.28	46.60
270	280	275	212174.51	5997577.03	2.04	44.32
280	290	285	211810.92	6209387.95	2.04	42.28
290	300	295	195138.01	6404525.96	1.88	40.24
300	310	305	213145.46	6617671.42	2.05	38.36
310	320	315	213275.99	6830947.42	2.05	36.31
320	330	325	189264.20	7020211.61	1.82	34.26
330	340	335	184777.20	7204988.81	1.78	32.43
340	350	345	189016.39	7394005.20	1.82	30.66
350	360	355	209009.44	7603014.64	2.01	28.84
360	370	365	182421.99	7785436.63	1.76	26.83
370	380	375	171419.31	7956855.93	1.65	25.07
380	390	385	178037.28	8134893.21	1.71	23.42
390	400	395	178142.13	8313035.34	1.71	21.71
400	410	405	155579.53	8468614.86	1.50	19.99
410	420	415	156795.56	8625410.43	1.51	18.49
420	430	425	163964.99	8789375.42	1.58	16.99
430	440	435	177999.77	8967375.19	1.71	15.41
440	450	445	155839.34	9123214.53	1.50	13.69
450	460	455	131251.53	9254466.07	1.26	12.19
460	470	465	121134.80	9375600.87	1.17	10.93
470	480	475	117705.82	9493306.69	1.13	9.76
480	490	485	118100.27	9611406.96	1.14	8.63
490	500	495	109900.01	9721306.97	1.06	7.50
500	510	505	83802.48	9805109.45	0.81	6.44
510	520	515	73461.90	9878571.36	0.71	5.63
520	530	525	79840.10	9958411.46	0.77	4.92
530	540	535	69694.90	10028106.36	0.67	4.16
540	550	545	48092.44	10076198.80	0.46	3.48
550	560	555	37950.90	10114149.70	0.37	3.02
560	570	565	32942.64	10147092.34	0.32	2.66
570	580	575	32446.08	10179538.42	0.31	2.34

580	590	585	25322.24	10204860.66	0.24	2.03
590	600	595	24030.34	10228891.00	0.23	1.78
600	610	605	16998.41	10245889.42	0.16	1.55
610	620	615	16475.22	10262364.63	0.16	1.39
620	630	625	19121.50	10281486.13	0.18	1.23
630	640	635	17620.29	10299106.42	0.17	1.05
640	650	645	15062.63	10314169.06	0.14	0.88
650	660	655	11584.53	10325753.59	0.11	0.73
660	670	665	10952.66	10336706.25	0.11	0.62
670	680	675	11575.90	10348282.15	0.11	0.51
680	690	685	13174.73	10361456.89	0.13	0.40
690	700	695	14299.79	10375756.68	0.14	0.28
700	710	705	14446.76	10390203.44	0.14	0.14
Totaux			10390203.44		100	

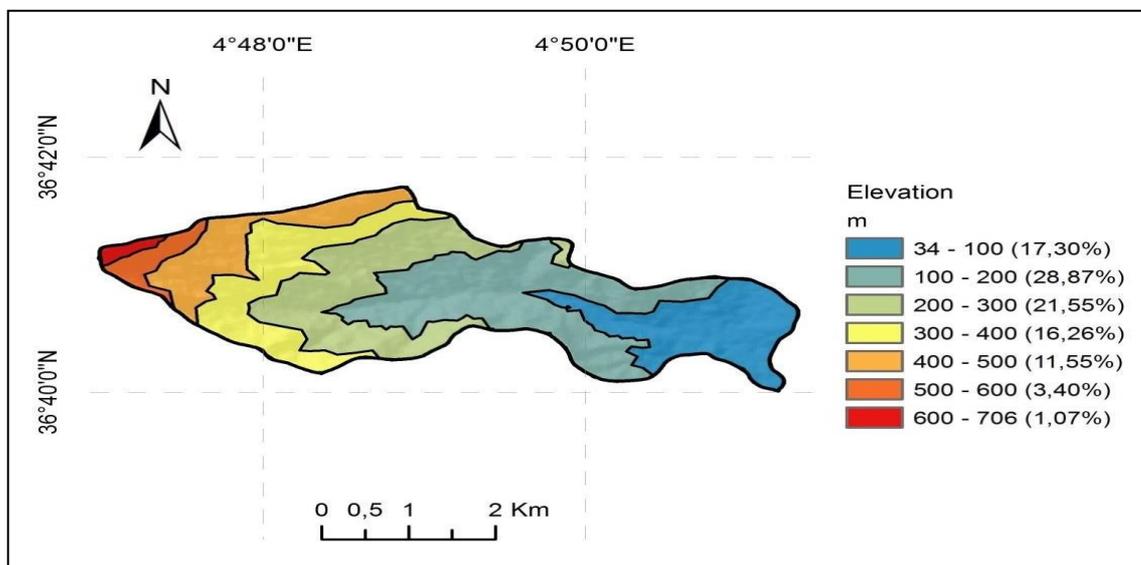


Figure II.5 : Carte hypsométrique du bassin versant

Remarque :

Les superficies sont comprises entre les courbes de niveau 34 et 710 m avec des répartitions caractérisant un relief légèrement accidenté.

II.2.2.5. Altitudes caractéristiques :

a. Altitudes maximales et minimales :

Elles sont obtenues directement à partir du Logiciel Google earth. Le point le plus haut dans notre bassin c'est l'altitude maximale et le point le plus bas (exutoire) c'est l'altitude minimale.

b. Altitude moyenne du bassin versant : [SARI Ahmed]

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=0}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (II.4)$$

L'altitude moyenne du bassin est un indice important qui intègre et présente l'influence de la zonalité climatique verticale et, elle est déterminée par la somme du produit de la surface partielle S_i comprise entre les courbes de niveau, et des altitudes moyennes correspondantes H_i

Avec :

Si : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives (km²) ;

S : Superficie totale du bassin versant (km²)

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives en (m).

c. L'altitude médiane :

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

d. L'altitude H95% :

L'altitude **H95%** correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 95% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

e. L'altitude H5% :

L'altitude H5% correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 5% de la surface totale du bassin sur la courbe hypsométrique.

II.2.3. L'hydrographie :

II.2.3.1. Le chevelu hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

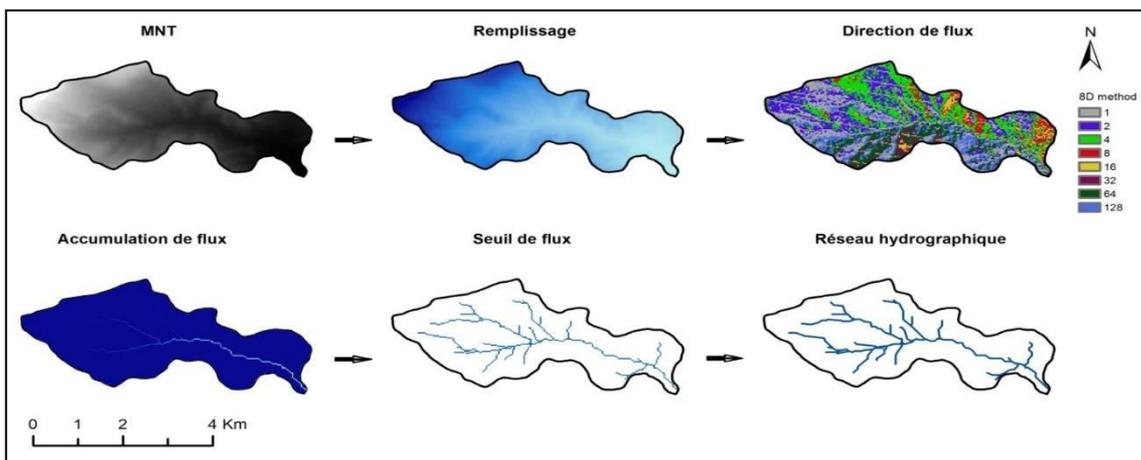


Figure II.6 : Les divers remplissages du réseau hydrographique

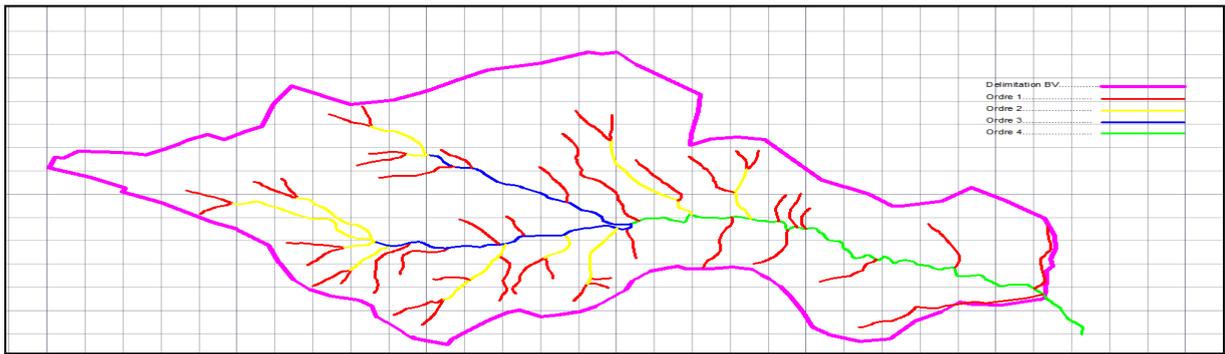


Figure II.7 : Réseau hydrographique du bassin versant de l’oued Meliani avec leurs ordres

Tableau II.2: Caractéristiques du Réseau hydrographique

<i>N order</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Pente (m/m)</i>	<i>Pente (%)</i>
1	17795.77	5.39	0.05
2	6450.03	5.28	0.05
3	3446.17	15.48	0.15
4	3850.12	6.90	0.07
total	31542.10	8.26	0.08

La longueur totale du réseau hydrographique est de 31 542.10 m (31.54 Km)

II.2.3.2 Densité de Drainage :

C’est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « Li » du bassin versant, à la surface « S » elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km²

La densité de drainage (Dd) est évaluée selon l’expression :

$$Dd = \sum Li / s \text{ [km/km}^2\text{]} \tag{II.5}$$

Où :

\sum : Li est la somme des longueurs de tous les thalwegs en km ;

S : surface du BV en km² ;

Dd=2.91 [km/km²]

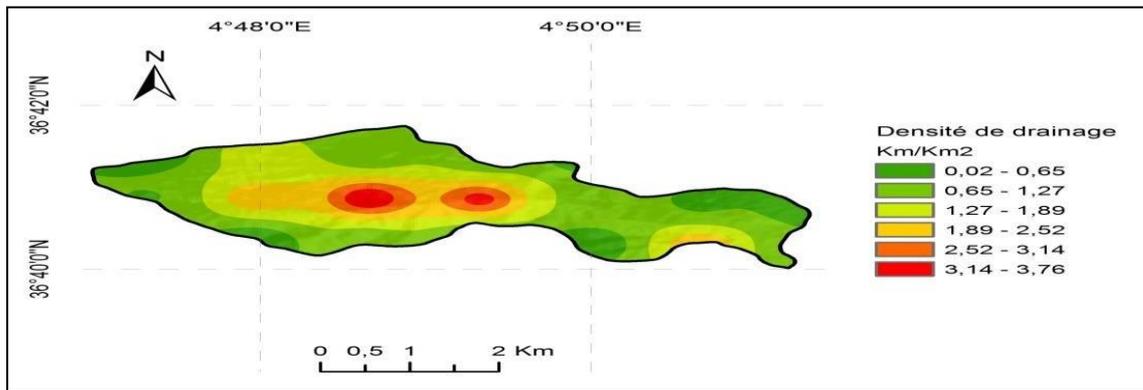


Figure II.8 : Carte de densité de drainage de l’oued Meliani

II.2.3.3 Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité (Ct) est calculé à l’aide de l’équation :

$$Ct = Dd / F1 \quad (II.6)$$

Où : F1 est le rapport entre le nombre de thalwegs d’ordre 1 et la surface globale du BV. Dans notre cas $F1 = 45/10.83 = 4.15$ donc **Ct = 4.15**

II.2.4. PROFIL EN LONG ET PENTE MOYENNE :

Le réseau hydrographique est décrit par son profil en long établi en fonction des altitudes et longueur du thalweg le plus long dans le BV de l’oued MELIANI.

La pente moyenne du thalweg le plus long est calculée par la relation :

$$I_{moy} = DH \frac{L}{S} \quad (II.7)$$

Où

DH : la dénivelée entre Hmax et Hmin, avec Hmax et Hmin sont les altitudes maximales et minimales du thalweg le plus long.

I moy=264 m /km

II.2.4.1. Les indices de pente :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d’un bassin versant afin de faire les comparaisons et les classifications.

Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin

A. indice de pente de Roche IP: [CHRISTOFHE HEIGY, 1998]

Est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau Hi et Hi-1 .il est donné par la formule suivante :

$$iP = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=0}^n Si.(Hi - Hi - 1)$$

Où

I_p : Indice de pente de Roche ;

L : Longueur de rectangle équivalent (m) ;

S_i : Surface partielle en (%) comprise entre deux altitudes H_i et H_{i-1} .

B. indice de pente globale I_g : [P.Dubreuil, 1974]

L'indice de Roche étant cependant trop long à évaluer pour des études rapides, on a proposé un indice encore plus simple ; c'est l'indice de pente globale à partir de la courbe hypsométrique nous déduisant les altitudes $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$.

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (II.9)$$

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

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$ sur la courbe hypsométrique ;

L : Longueur du rectangle équivalent (m).

C. Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent

$$I_m = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (II.10)$$

H_{max} et H_{min} : sont les altitudes maximale et minimale (m) ;

II.2.4.2. La dénivelée :

Elle est calculée par la formule suivante :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} \quad (II.11)$$

A. La dénivelée spécifique : (MUZY André, 1998)

Elle est calculée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S} \quad (II.12)$$

Avec :

I_g : indice de pente global(m)

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

Tableau II.3 : La classification d'O.R.S.T.O.M

Classification	Etat du relief	L'intervalle de D_s
R1	Relief très faible	$D_s < 10m$
R2	Relief faible	$10m < D_s < 25m$
R3	Relief assez faible	$25m < D_s < 50m$
R4	Relief modéré	$50m < D_s < 100m$

R5	Relief assez fort	100m < Ds < 250m
R6	Relief fort	250m < Ds < 500m
R7	Relief très fort	Ds > 500m

DS= 162 m ce qui implique que le relief est assez fort.

II.2.5. Temps de concentration du bassin versant Tc : [SOUKATCHOFF M]

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire considéré.

II.2.5.1. La formule de GIANDOTTI (1937) : [CHAUMONT. M]

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}} \quad (II.14)$$

Avec :

L : la longueur de talweg (km) ;

S : la surface de Bassin versant en (km²) ;

H : différence d'altitude moyenne avec altitude de l'exutoire m.

II.2.5.2. La formule de VENTURA

$$T_c = 0.763 \frac{\sqrt{S}}{I} \quad (II.15)$$

Avec :

S : surface du bassin versant en (Km²) ;

I : indice de pente en (m/km).

II.2.5.3. La formule de KIRPICH

$$T_c = 0.6615 * (L)^{0.77} * (I_g) - 0.38 \quad (II.16)$$

Avec :

L : longueur du chenal principal hydrographique en (Km)

Ig : indice de la pente globale (%).

II.2.5.4. Formule de L'ANRH : [SOGREAH 1986/1989]

$$T_c = 3 \left[\frac{S * I}{(10L)^{3/2}} \right]^{1/4} \quad (II.17)$$

Avec :

I : la pente du bassin versant en (%) ;

L : longueur du chenal principal hydrographique en (Km) ;

S : Surface du bassin versant en (Km²).

Tableau II.4 : Résultats du calcul du temps de concentration (en heures)

GIANDOTTI	KIRPICH	ANRH	Ventura	Moyenne
1.97	1.60	1.53	1.20	1.56

Nous optons pour la formule de L'ANRH car elle est proche du moyen avec un temps de concentration qui est égale (1.53 h).

Tableau II.5 : récapitulatif des données morphométriques du bassin versant

N°	Caractéristiques	Symboles	Unités	Valeurs
1	Coordonnée X à l'exutoire	/	M	665520.76
2	Coordonnée Y à l'exutoire	/	M	4056772.07
3	Superficies du bassin versant	S	Km ²	10.83
4	Périmètre	P	Km	17.64
5	Altitude maximale	Hmax	M	725.98
6	Altitude moyenne	Hmoy	M	266.65
7	Altitude minimale	Hmin	M	35.02
8	Altitude 5%	H5%	M	484
9	Altitude 95%	H95%	M	87
10	Indice de compacité	Kc		1.50
11	Indice de pente globale	Ig		0.054
12	Dénivelée spécifique	DN	M	161
13	La pente moyenne du talweg	I	%	0.07
14	Pente moyenne	I'M	%	11.94
15	Longueur du rectangle équivalent	L	KM	7.35
16	Largeur du rectangle équivalent	l	Km	1.47
17	Densité de drainage	Dd	Km/Km ²	2.91
18	Coefficient de torrentialité	Ct	/	4.16
19	Temps de concentration	Tc	h	1.53

II.3. Pluviométrie :

-Une étude hydrologique d'un bassin est basée sur les données pluviométriques observées, qui ne sont pas toujours exactes et elles nécessitent un ajustement. Alors pour contrôler les échantillons pluviométriques de plusieurs stations, on utilise souvent la méthode des doubles cumules qui consiste en la vérification des couples de stations par rapport à une station de référence ayant les données les plus complètes sur de longues périodes.

L'homogénéisation des données s'effectue pour combler les lacunes d'observations des autres stations en utilisant la méthode de correction linéaire

II.3.1. DONNEES PLUVIOMETRIQUES DISPONIBLES :

Les données pluviométriques que nous disposons pour cette étude ont été acquises au niveau de l'ANRH (agence nationale des ressources hydrique).

Tableau II.6 : *Les caractéristiques de la station El-Kseur*

code	Nom de la station	Longitude (m)	Latitude (Km)	Altitude (m)	Période de fonctionnement	N années
C15.1003	El-Kseur	692.90	377.7	85	1903-1974	61

II.3.2. CRITERES ET HOMOGENEISATIONS DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES :

Les informations pluviométriques disponibles sont souvent entachées d'un certain nombre d'erreurs d'observations, résultats des problèmes les plus souvent rencontrés en hydrologie qui sont :

Le manque de données : stations inexistantes.

Données non continues : manque d'enregistrement à une station.

Mauvaise qualité des données.

II.3.2.1. DETECTION ET CORRECTION DES ERREURS :

Cette méthode consiste à prendre un échantillon chronologique des données d'observations qui seront présentées comme suit :

En abscisses, on porte les totaux annuels pluviométriques cumulés de la station de base et en ordonnées les totaux annuels cumulés de la station à vérifier. Si les points forment un alignement tout à fait parfait, on conclura que les deux séries sont homogènes.

Dans le cas contraire, où on obtiendra plusieurs segments de droites avec de différentes pentes, cela signifie que l'une des stations présente une erreur systématique.

Tableau II.7 : *Série pluviométrique station El-Kseur*

An	P. An	An	P. An
1903	1031	1937	628
1906	1152	1938	1138
1907	946	1939	593
1908	754	1940	439
1909	985	1941	754
1910	780	1942	623
1911	491	1943	495
1912	568	1946	656
1913	786	1947	840

1915	1028	1948	643
1916	660	1949	588
1917	811	1950	614
1918	1088	1951	1040
1919	644	1952	730
1920	895	1953	724
1921	798	1955	922
1922	1051	1956	738
1923	653	1957	1230
1924	522	1958	862
1925	649	1959	871
1926	755	1961	653
1927	914	1966	523
1928	889	1967	536
1929	632	1968	332
1930	893	1969	1098
1931	829	1970	442
1932	801	1971	925
1933	918	1972	885
1934	822	1973	838
1935	706	1974	398
1936	522	MOYENNE	766.08

II.3.2.2. REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS :

La répartition spatiale de la pluviosité mensuelle montre que la pluviométrie est plus intense durant la tranche de mois de décembre à avril et plus faible durant les mois de juin à août

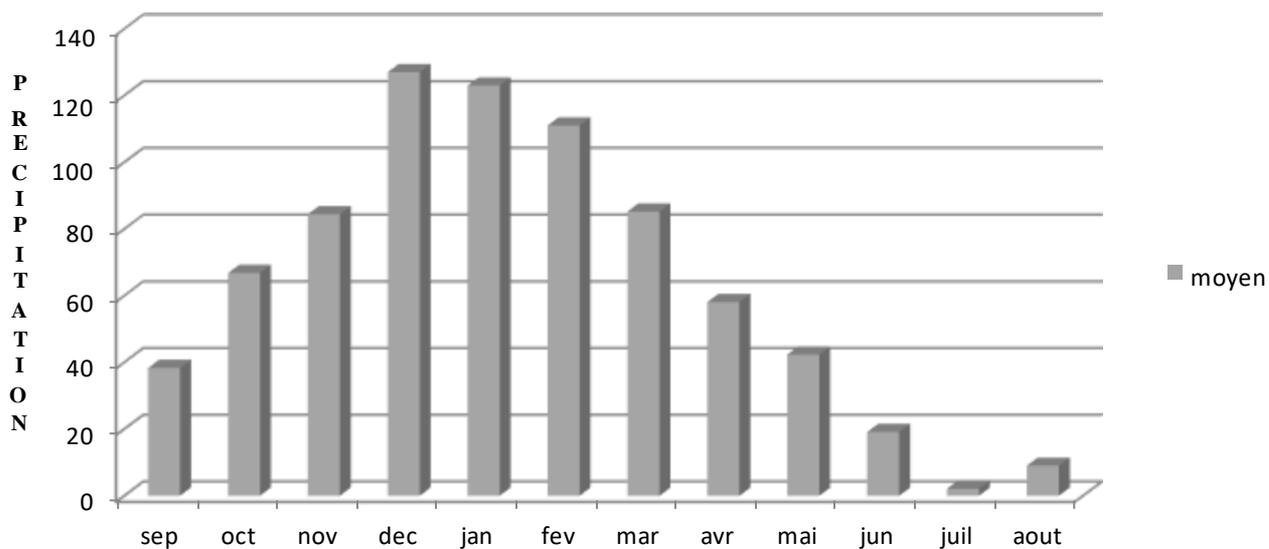


Figure II.9 : Répartition mensuelle des précipitations

II.3.2.3. Analyse statistique des données pluviométriques mensuelles :

Tableau II.7 : *Analyse statistique des données pluviométriques (mensuelles) station d'ElKseur*

<i>Mois</i>	<i>Moyenne</i>	<i>min</i>	<i>max</i>	<i>Somme</i>
<i>sep</i>	38,3	0,0	159	2333.8
<i>oct</i>	66,8	0,0	357	4073
<i>nov</i>	84,4	0,0	319	5149
<i>dec</i>	127	12,1	367	7722
<i>jan</i>	123	5,0	366	7494.4
<i>fev</i>	111	0,0	410	6796.5
<i>mars</i>	85,2	1,0	331	5198
<i>avril</i>	58,1	2,8	234	3541.3
<i>mai</i>	42,3	0,0	284	2579
<i>juin</i>	19,1	0,0	135	1163
<i>juil.</i>	2,09	0,0	35	127.7
<i>août</i>	8,99	0,0	105	548.1

Le mois le plus arrosé est le mois de décembre avec 127mm et le mois le plus sec est le mois de juillet avec 2.09mm

II.3.2.4. REPARTITION SAISONNIERE DES PRECIPITATIONS :

L'étude des précipitations saisonnières s'effectue de la manière suivante : Distribution de la lame d'eau précipitée durant une année et selon quatre saisons

Tableau II.8 : *Répartition saisonnière des précipitations (1903-1974)*

<i>pluviométrie</i>	<i>automne</i>	<i>hivers</i>	<i>printemps</i>	<i>été</i>
<i>P mm</i>	189.5	361	185.6	30.18
<i>P%</i>	24.73	47.11	24.22	3.94

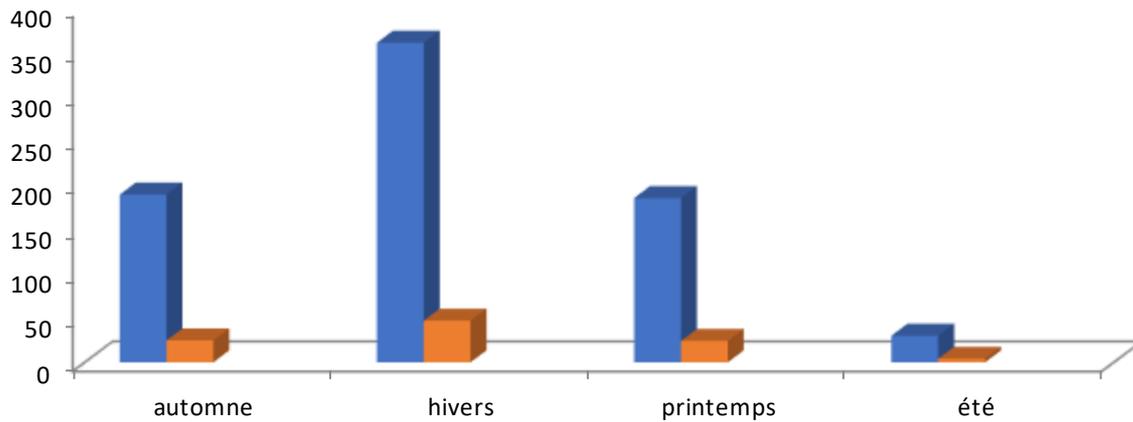


Figure II.10 : répartition saisonnière des précipitations (1903-1974)

Les données présentées dans le tableau Figure (II.10) ci-dessus, montrent que :

- La saison la plus humide est l'hiver et la saison la plus sèche est l'été.
- La répartition saisonnière des précipitations se présente comme suit :

L'hiver avec 47.11% des précipitations annuelles, l'automne avec 24.73% des précipitations, le printemps avec 24.22% et l'été avec 3.94%.

II.3.3. INTENSITE DE LA PLUIE :

La modélisation d'un phénomène hydrologique nécessite des séries de données étalées sur un nombre d'années importantes.

Hypothèses posées :

- On construit des courbes IDF (intensité, durée, fréquence) en fonction des pluies journalières maximales mensuelles.
- On utilise les lois statistiques d'ajustements des séries pluviométriques tel que le test d'adéquation du Khi-deux, notamment appelé (Khi carré), pour évaluer si une distribution observée peut être estimée ou non par une loi de probabilité. Il vérifie donc un ajustement, une adéquation.
- Pour notre étude, nous allons utiliser deux lois d'ajustement qui s'appliquent aux séries extrêmes tels que les intensités de pluie journalières à savoir : la loi de GUMBEL (double exponentiel) et la loi de GALTON (log-normal). Les résultats d'ajustement ont été traités par le logiciel HYFRAN.

II.3.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel : [TOUAIBIA. B]

$$(x) = e^{-e^{-y}} \quad (II.18)$$

$$y = a(x - x_0) \quad (II.19)$$

Avec :

1/a : la pente de la droite de Gumbel ;

Y : variable réduite de Gumbel ;

X : Précipitation maximale journalière en (mm) ;

X0 : ordonnée à l'origine en (mm).

On peut écrire :

$$y = - \ln (- \ln (F (x))) \quad (II.20)$$

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...m.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$f(x) = \frac{(m-0.5)}{n} \quad (II.21)$$

m : rang de précipitation ;

n : nombre d'observations (nombre d'années, 61).

- Calculer la variable réduite de GUMBEL (méthode des moments) donnée par la formule (II.20)

Tableau II.9 : Classement les valeurs des précipitations par ordre croissant.

Rang N°	Années	Pjmax (mm)	Pjmax 7 (mm)	Fréquence q=f(x)
1	1903	27	22.1	0.00819
2	1906	131	28.8	0.02459
3	1907	95	30.2	0.04098
4	1908	54.8	33.8	0.05737
5	1909	75	35.4	0.07377
6	1910	51.7	37.3	0.09016
7	1911	72	39.1	0.10655
8	1912	58.6	40.3	0.12295
9	1913	80	40.8	0.13934
10	1915	132.2	44.6	0.15573
11	1916	67	45.2	0.17213
12	1917	92.3	45.9	0.18852
13	1918	116.6	47.2	0.20491
14	1919	44.6	48	0.22131
15	1920	78	48.3	0.23770
16	1921	60.2	48.5	0.25409
17	1922	75.3	49	0.27049
18	1923	65.5	50.1	0.28688
19	1924	33.8	51.7	0.30327
20	1925	35.4	54.6	0.31967
21	1926	89.1	54.8	0.33606
22	1927	72.2	55.5	0.35245
23	1928	59.4	58.6	0.36885
24	1929	112.8	58.8	0.38524

25	1930	89.2	59.4	0.40163
26	1931	37.3	60.2	0.41803
27	1932	83	60.2	0.43442
28	1933	84	60.8	0.45081
29	1934	68.2	65	0.46721
30	1935	65.8	65.5	0.48360
31	1936	45.2	65.8	0.5
32	1937	49	67	0.51639
33	1938	65	67	0.53278
34	1939	47.2	68.2	0.54918
35	1940	30.2	69	0.56557
36	1941	40.8	72	0.58196
37	1942	54.6	72	0.59836
38	1943	22.1	72.2	0.61475
39	1946	67	75	0.63114
40	1947	115	75.3	0.64754
41	1948	48.3	78	0.66393
42	1949	69	78.6	0.68032
43	1950	78.6	80	0.69672
44	1951	82.5	82.5	0.71311
45	1952	45.9	83	0.72950
46	1953	60.8	84	0.74590
47	1955	60.2	84.2	0.76229
48	1956	40.3	88.2	0.77868
49	1957	156.4	89.1	0.79508
50	1958	55.5	89.2	0.81147
51	1959	84.2	92.3	0.82786
52	1961	58.8	95	0.84426
53	1966	39.1	96	0.86065
54	1967	96	101.9	0.87704
55	1968	28.8	103.3	0.89344
56	1969	101.9	112.8	0.90983
57	1970	48	115	0.92622
58	1971	50.1	116.6	0.94262
59	1972	103.3	131	0.95901
60	1973	88.2	132.2	0.97540
61	1974	48.5	156.4	0.99180
Moyenne		69.4		

➤ **Loi de Gumbel (méthode des moments)**

Résultats de l'ajustement avec le nombre d'observations 61 :

Les paramètres :

$U = 56.861119$

$\alpha = 21.439035$

Les Quantiles :

$$q = F(X) \quad (II.23)$$

$$T = 1/(1-q) \quad (II.24)$$

Tableau II.10 : Ajustement par la loi de Gumbel

PERIODES T	Fréquence q	Valeurs théoriques XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	254	26.9	202 - 307
2000	0.9995	220	22.3	176 - 264
1000	0.999	205	20.4	165 - 245
200	0.995	170	15.8	139 - 201
100	0.99	155	13.8	128 - 183
50	0.98	141	11.9	117 - 164
20	0.95	121	9.29	102 - 139
10	0.9	105	7.35	90.7 - 120
5	0.8	89	5.44	78.4 - 99.7
3	0.6667	76.2	4.11	68.2 - 84.3
2	0.5	64.7	3.23	58.4 - 71.1
1.4286	0.3	52.9	2.97	47.1 - 58.7
1.25	0.2	46.7	3.16	40.5 - 52.9
1.1111	0.1	39	3.66	31.8 - 46.1
1.0526	0.05	33.3	4.15	25.2 - 41.5
1.0204	0.02	27.6	4.72	18.4 - 36.9
1.0101	0.01	24.1	5.09	14.1 - 34.1
1.005	0.005	21.1	5.43	10.5 - 31.7
1.001	0.001	15.4	6.08	3.51 - 27.3
1.0005	0.0005	13.4	6.32	0.983 - 25.8
1.0001	0.0001	9.26	6.82	4.1 - 22.6

Les caractéristiques de la série pluviométrique de la station d'El Kseur sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : caractéristique de la série avec $N=61$

Caractéristique	Valeurs
Nombres d'années d'observation (n)	61
Minimum	22.1
Maximum	156
Moyenne	69.4
Ecart type	27.5
Médiane	65.5
Coefficient de variation (Cv)	0.397
Coefficient d'asymétries (Cs)	0.858
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.52

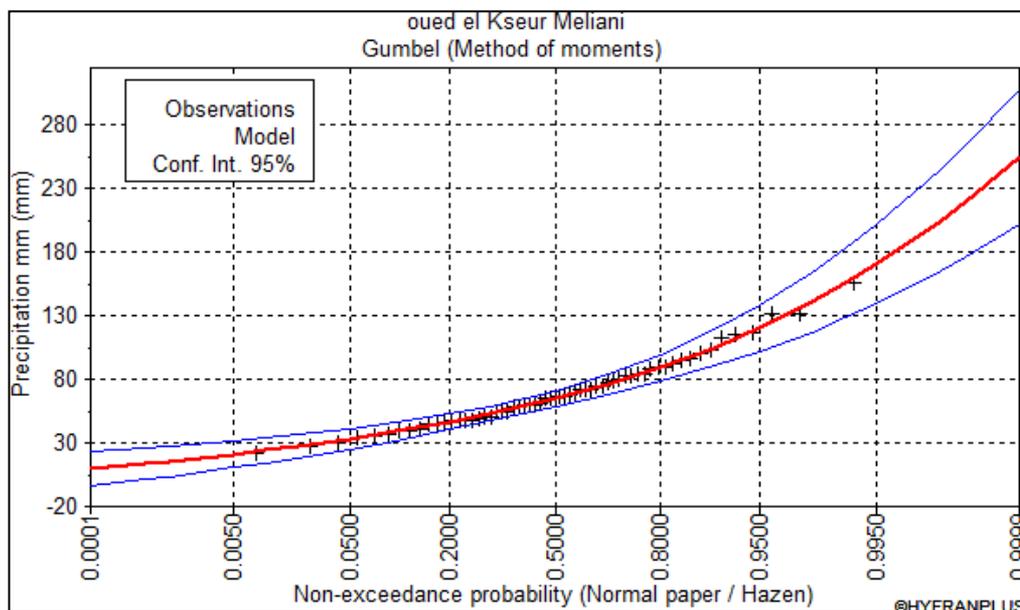


Figure II.11 : Ajustement des pluies journalières max par la loi Gumbel

II.3.3.2 Test d'homogénéité (Test d'adéquation) :

Loi de Gumbel (Méthode des moments)

Hypothèse :

H0 : l'échantillon provient d'une loi Gumbel ;

H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel ;

Résultats :

Résultats de la statistique : $X^2 = 1.42$

p-value : $p = 0.98$

Degré de liberté : 7

Nombre de classes : 10

X² théorique

- du nombre de degrés de liberté = 7 (Résultat de Hyfran)

- du taux d'erreur accepté, soit par défaut 0.05 (5%)

Donc X² th = 14.06

On a : X² th > X² cal (14.06 > 1.42) donc l'hypothèse est acceptée.

II.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON : [TOUAIBIA. B]

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\mu}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} du \quad (II.25)$$

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\delta x} \quad (II.26)$$

u : variable réduite de Gauss ;

\bar{X} : moyen de l'échantillon (la série) ;

δx : écart type de l'échantillon (la série) ;

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\log x (p\%) = \log x + \delta \log u (p\%) \quad (II.27)$$

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^{61} \log Xi}{N} \quad (II.28)$$

➤ **Loi Galton (log normal ou maximum vraisemblance)**

Résultats de l'ajustement avec le nombre d'observations 61 :

Paramètres :

U = 4.163121

σ = 0.400364

Quantiles

$$q = F(X) \quad (II.29)$$

$$T = 1/(1-q) \quad (II.30)$$

Tableau II.12 : Ajustement par la loi de Galton

Périodes T	Fréquence q	Valeurs théoriques XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	285	41.4	204 – 366
2000	0.9995	240	31.4	178 – 302
1000	0.999	222	27.5	168 – 275
200	0.995	180	19.3	142 – 218
100	0.99	163	16.2	131 – 195
50	0.98	146	13.3	120 – 172
20	0.95	124	9.81	105 – 143
10	0.9	107	7.46	92.8 – 122
5	0.8	90	5.38	79.5 – 101
3	0.6667	76.4	4.09	68.3 – 84.4
2	0.5	64.3	3.29	57.8 – 70.7
1.4286	0.3	52.1	2.85	46.5 – 57.7
1.25	0.2	45.9	2.74	40.5 – 51.3
1.1111	0.1	35.8	2.67	33.2 – 43.7
1.0526	0.05	33.3	2.63	28.1 – 38.4
1.0204	0.02	28.2	2.57	23.2 – 33.3
1.0101	0.01	25.3	2.51	20.4 – 30.2
1.005	0.005	22.9	2.46	18.1 – 27.7
1.001	0.001	18.6	2.31	14.1 – 23.2
1.0005	0.0005	17.2	2.25	12.8 – 21.6
1.0001	0.0001	14.5	2.11	10.4 – 18.6

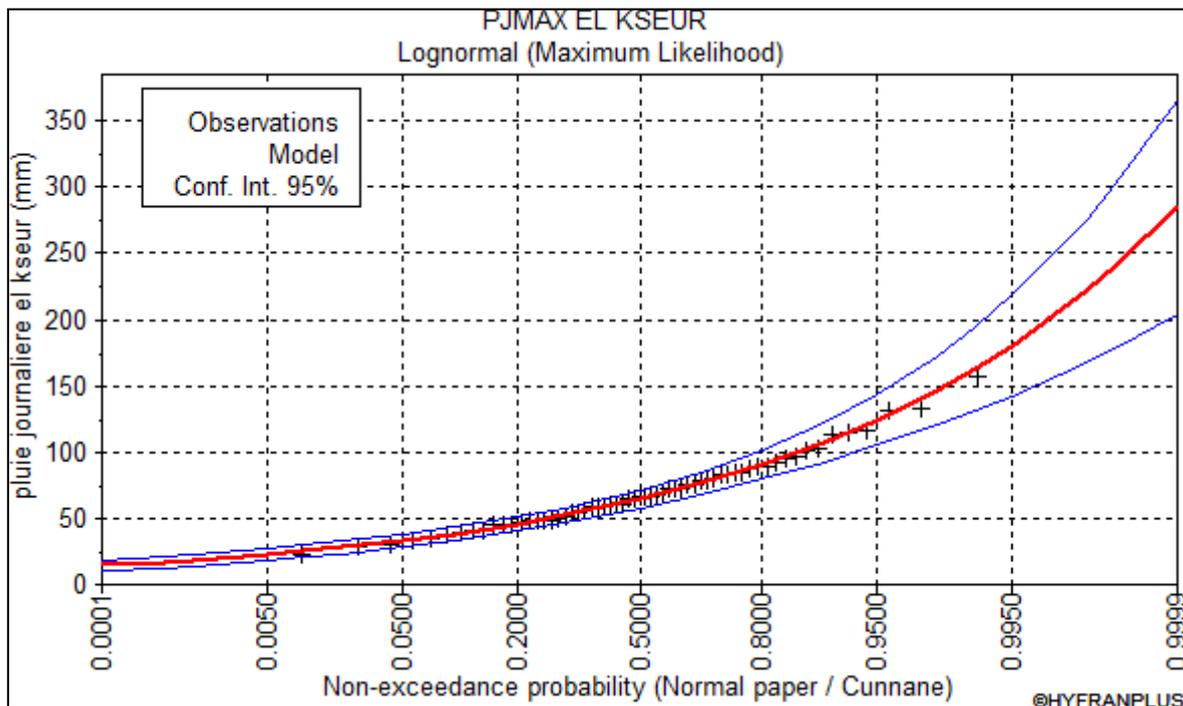


Figure II.12 : Ajustement des pluies journalières max par la loi de Galton.

II.3.3.4 Test d'homogénéité (Test d'adéquation)

Loi de Galton (log normal ou maximum vraisemblance)

Hypothèses :

H0 : l'échantillon provient d'une loi Log normale ;

H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi log normale ;

Résultats :

Résultats de la statistique : $X^2 = 3.43$

p-value : $p = 0.843$

Degré de liberté : 7

X^2 théorique

- du nombre de degrés de liberté = 7 (Résultat de Hyfran)

- du taux d'erreur accepté, soit par défaut 0.05 (5%)

Donc $X^2_{th} = 14.06$

On a $X^2_{th} > X^2_{cal}$ ($14.06 > 3.43$) donc l'hypothèse est acceptée.

Remarque :

L'analyse statistique de notre série pluviométrique par les deux lois d'ajustement Gumbel et Galton en récurrence, a donné les valeurs d'ajustement respectivement de 155 et 163 pour la période de retour centennale, subséquemment on opte pour la loi de Gumbel (la plus utilisée en Algérie).

II.3.4. ESTIMATION DES PLUIES DE COURTE DUREE :

Les pluies de courte durée correspondent aux précipitations dont la durée est égale au temps de concentration du bassin versant. Elles sont estimées d'après la formule de Body :

$$P_{tc} = P_{j_{max}} \% \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (II.31)$$

P_{tc} : Pluie de courte durée en heure de fréquence donnée en mm.

b: exposant climatique calculé par la formule.

t : durée de l'averse (temps de concentration) en h.

$$b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{P_{j_{max\ moy}}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)} = 0.44 \quad (II.32)$$

P_{j_{max moy}} : Pluie journalière maximal (moyenne) en mm.

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

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \quad (II.33)$$

Avec :

P_{tc} : pluies de courte durée en mm ;

I_t : intensité maximale en mm/h.

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

Tableau II.13 : précipitations et intensités maximales de la durée t (h)

période	100.00		50.00		20.00		10.00		5.00		2.00	
	Pjmax ptc	155 it	Pjmax ptc	141 it	Pjmax ptc	121 It	Pjmax ptc	105 it	Pjmax ptc	89 it	Pjmax ptc	64.7 It
0.5	28.22	56.44	25.67	51.35	22.03	44.06	19.12	38.24	16.20	32.41	11.78	23.56
1.00	38.29	38.29	34.83	34.83	29.89	29.89	25.94	25.94	21.98	21.98	15.98	15.98
1.53	46.16	30.17	41.99	27.45	36.04	23.55	31.27	20.44	26.51	17.32	19.27	12.59
2.00	51.94	25.97	47.25	23.62	40.55	20.27	35.18	17.59	29.82	14.91	21.68	10.84
3.00	62.08	20.69	56.48	18.83	48.46	16.15	42.06	14.02	35.65	11.88	25.91	8.64
4.00	70.46	17.62	64.10	16.02	55.00	13.75	47.73	11.93	40.46	10.11	29.41	7.35
5.00	77.73	15.55	70.71	14.14	60.68	12.14	52.66	10.53	44.63	8.93	32.45	6.49
6.00	84.22	14.04	76.61	12.77	65.75	10.96	57.05	9.51	48.36	8.06	35.16	5.86
7.00	90.13	12.88	81.99	11.71	70.36	10.05	61.06	8.72	51.75	7.39	37.62	5.37
8.00	95.59	11.95	86.95	10.87	74.62	9.33	64.75	8.09	54.89	6.86	39.90	4.99
9.00	100.67	11.19	91.58	10.18	78.59	8.73	68.20	7.58	57.80	6.42	42.02	4.67
10.0	105.45	10.54	95.92	9.59	82.32	8.23	71.43	7.14	60.55	6.05	44.02	4.40
11.0	109.96	10.00	100.03	9.09	85.84	7.80	74.49	6.77	63.14	5.74	45.90	4.17

12.0	114.26	9.52	103.94	8.66	89.19	7.43	77.40	6.45	65.60	5.47	47.69	3.97
13.0	118.35	9.10	107.66	8.28	92.39	7.11	80.17	6.17	67.96	5.23	49.40	3.80
14.0	122.27	8.73	111.23	7.95	95.45	6.82	82.83	5.92	70.21	5.01	51.04	3.65
15.0	126.04	8.40	114.66	7.64	98.39	6.56	85.38	5.69	72.37	4.82	52.61	3.51
16.0	129.67	8.10	117.96	7.37	101.23	6.33	87.84	5.49	74.46	4.65	54.13	3.38
17.0	133.18	7.83	121.15	7.13	103.97	6.12	90.22	5.31	76.47	4.50	55.59	3.27
18.0	136.57	7.59	124.24	6.90	106.61	5.92	92.52	5.14	78.42	4.36	57.01	3.17
19.0	139.86	7.36	127.23	6.70	109.18	5.75	94.74	4.99	80.31	4.23	58.38	3.07
20.0	143.05	7.15	130.13	6.51	111.67	5.58	96.91	4.85	82.14	4.11	59.71	2.99
21.0	146.16	6.96	132.95	6.33	114.10	5.43	99.01	4.71	83.92	4.00	61.01	2.91
22.0	149.18	6.78	135.70	6.17	116.46	5.29	101.06	4.59	85.66	3.89	62.27	2.83
23.0	152.12	6.61	138.38	6.02	118.76	5.16	103.05	4.48	87.35	3.80	63.50	2.76
24.0	155.00	6.46	141.00	5.88	121.00	5.04	105.00	4.38	89.00	3.71	64.70	2.70

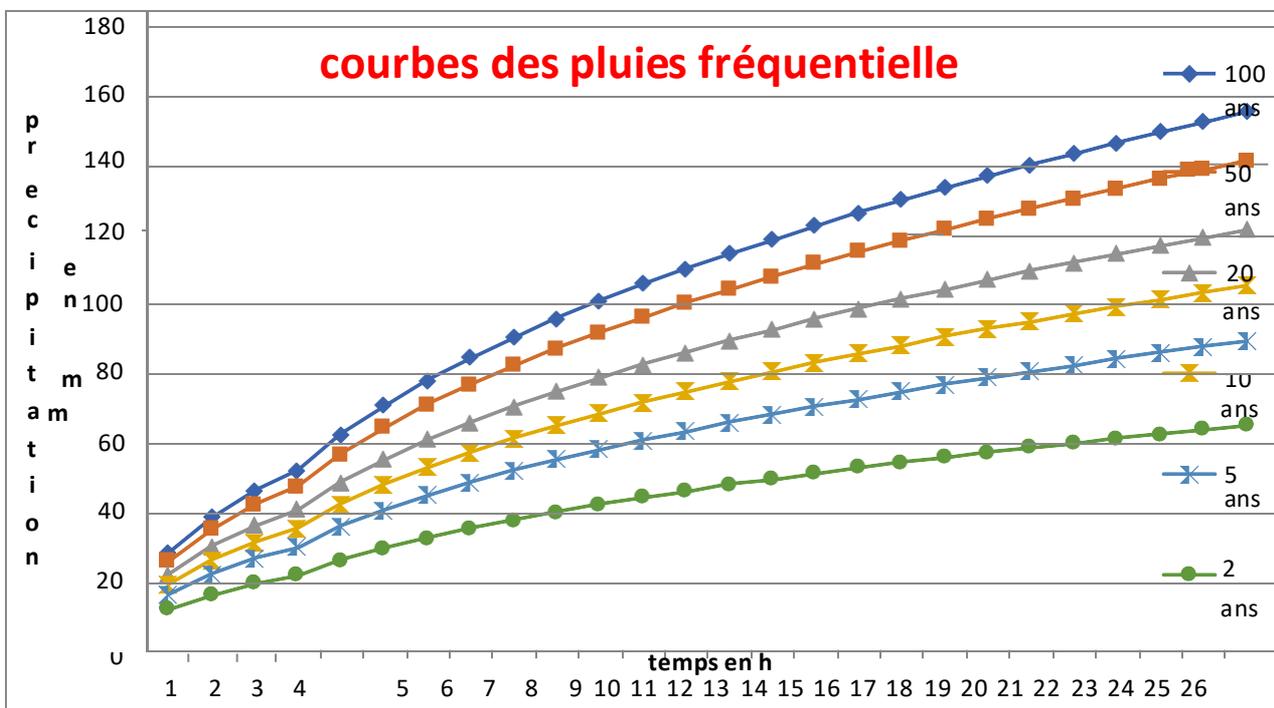


Figure II.13 : courbes de pluies journalières maximales fréquentielles

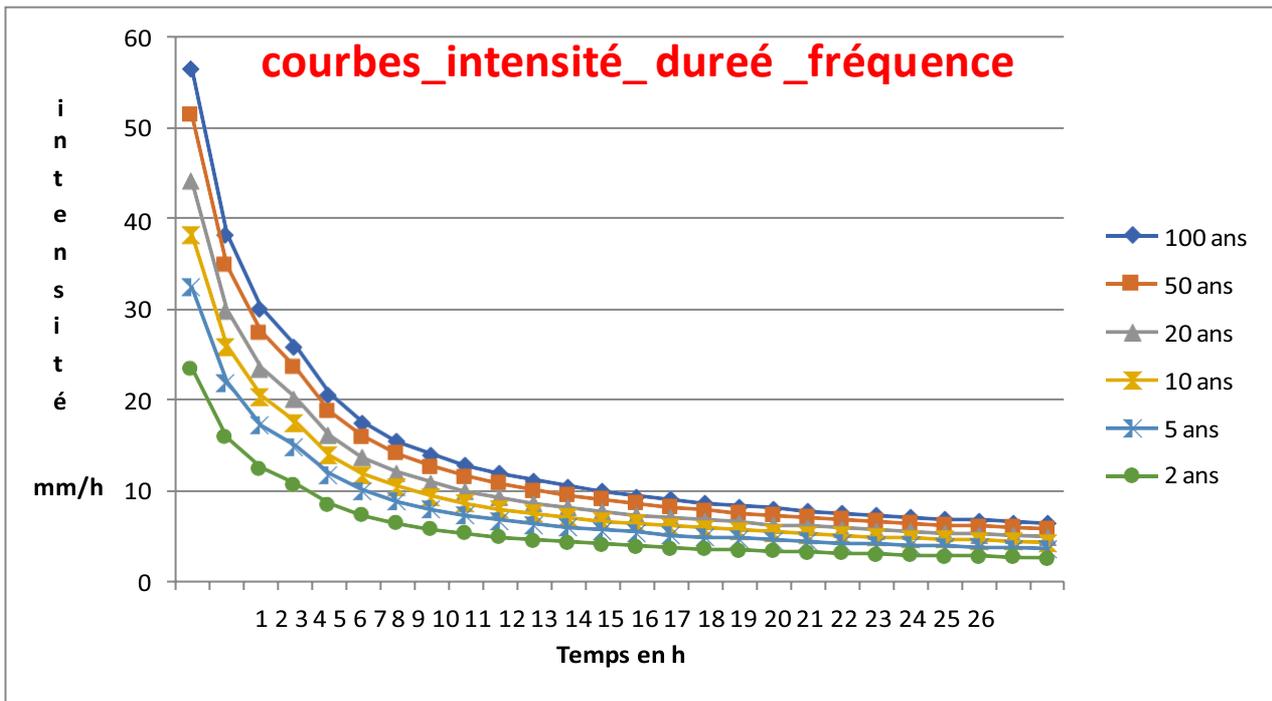


Figure II.14 : Courbes I.D.F

II.4. LES APPORTS ANNUELS : [DRH.2010] [LABORDE, J.P.2000]

Les méthodes de calculs des débits liquides à l'échelle annuelle ou à l'échelle des crues dépendent des situations suivantes :

1. Les données de base sont disponibles (stations de mesures hydrométriques : hauteurs d'eau et traitements hydrologiques, etc...) ;
2. Les données existent, mais en quantité insuffisante (période d'observations trop courte, nécessitant de faire appel aux stations d'observations limitrophes ou aux précipitations : reconstitution de lacunes, extension des séries, etc..).
3. Les données n'existent pas sur le site d'étude. C'est le troisième cas de figure qui se présente dans le cadre de notre travail. En effet, les données hydrométriques existantes ont été mesurées au niveau de grands bassins versants. Une partie de ces données sont rapportées dans le document INGEROP (2006).

Cette situation nous amène à avoir recours à l'analyse des études déjà effectuées dans la région et à divers outils de calculs empiriques.

Il existe plusieurs outils d'évaluation des débits liquides, élaborés par différents auteurs, depuis 1948. Ces relations sont valables pour des conditions géographiques particulières. Leurs résultats de calcul sont exprimés dans des unités de mesures différentes : lame écoulee (L'en m ou en mm), débit spécifique (q en l/s.km²), volume (V en km³).

L'estimation des apports annuels permet, en dehors du dimensionnement des ouvrages, de mieux appréhender les caractéristiques des crues et transports solides.

Donc nous proposons d'évaluer les apports moyens annuels, à partir des formules empiriques régionales.

Plusieurs méthodes et formules empiriques ont été exploitées pour pouvoir déterminer l'apport moyen annuel dans, entre autres, celles les plus usitées :

A. FORMULE DE SAMIE :

Elle est donnée sous forme :

$$A = Le \times S$$

$$Le = P^2 \times (293 - 2 \times 2\sqrt{S})$$

le : la lame d'eau en mm

A : l'apport liquide en Hm³

S : surface du bassin (**10.83 km²**) ;

P : Pluie moyenne annuelle est 766.08 mm (voir tableau II.)

$$Le = 164.70 \text{ mm}$$

$$A = 1.78 \text{ Hm}^3$$

B. RELATION DE MEDINGER :

Elle s'écrivent

$$A = Le \times S$$

$$Le = 1.024(P - 0.26)^2 \tag{II.39}$$

An :

$$Le = 262.18 \text{ mm}$$

$$A = 2.84 \text{ Hm}^3$$

C. FORMULE DE DERIII :

$$A = 0.513 * P^{2.603} * Dd^{0.5} * S^{0.842} \tag{II.40}$$

Dd : Densité de drainage : 2.91 km/Km² (voir tableau) ;

S : superficie 10.83 Km² ;

P : pluie moyenne en mm.

An :

$$A = 3.25 \text{ Hm}^3$$

$$Le = 300 \text{ mm}$$

D. FORMULE ANRH:

$$A = 0.915 * P_{\text{moy}}^{2.684} * S^{0.842} \tag{II.41}$$

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

S : Superficie du bassin en (Km²) ;

An :

$$A = 3.33 \text{ Hm}^3$$

$$Le = 307.01$$

Tableau II.14 : résultats récapitulatifs

N°	Formules	A (hm3)	Le (mm)
01	Formule de SAMIE	1.78	164.70
02	Relation de MEDINGER	2.84	263
03	Formule de DERII	3.25	300
04	Formule ANRH	3.33	307

II.4.1. LES DEBITS DE CRUES :

L'estimation des débits de crues a pour objectif de définir la nature et les dimensions des aménagements à préconiser pour le traitement des oueds et le dimensionnement. Leur estimation va s'effectuer par différentes méthodes :

Relations empiriques, outils de calculs développés à l'aide de données locales et analogies.

II.4.2 RELATIONS EMPIRIQUES

II.4.2.1. Formule de MALLET ET GAUTHIER :

L'énoncé de la formule de Mallet Gauthier est comme suit :

$$Q_{max} = 2 K \log(1 + A P_{moy}) (S/L^{1/2}) (1 + 4 \log T - \log S)^{1/2} \tag{II.42}$$

P_{moy} : Pluie moyenne en m=0.766 m

S : Surface du bassin (10.83 km²)

L : longueur du talweg principal (7.16 km).

T : période de retour de la crue sur année.

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3 K=3

A : coefficients Régionale=20

Si on opte pour K=3

Tableau II.15 : résultats obtenus par. Formule de MALLET ET GAUTHIER

Mais selon la carte de Mallet Gautier le coefficient K au niveau de la grande Kabylie et les Babors est de K=3, on aura :

Périodes de retour T	P moy	Q max
100.00	0.77	83.5
50.00	0.77	76.70
20.00	0.77	66.96
10.00	0.77	58.64
5.00	0.77	48.94
2.00	0.77	31.85

II.4.2.2. Formule de Giandotti

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q_{max p} = \frac{c * s * \sqrt{h_{moy} - h_{max}}}{4\sqrt{S} + 1.5L} * Ptc \tag{II.43}$$

Avec :

C : Coefficient topographique varient de 66 à 166, on prend C=166 ;

L: Longueur du cours d'eau (km) ;

PTC : Pluie fréquentielle de durée de temps de concentration, en mm (voir le tableau II.13 bande jaune) ;

S : surface du bassin versant en Km² ;

Hmoy : Hauteur moyenne en mètre du BV=266.68 m

Hmin : Hauteur Minimale en mètre du BV=35.02m

Tableau II.16 : résultats obtenus par Formule de Giandotti

Période de retour T	Ptc%	Q max
100.00	46.16	52.75
50.00	41.99	47.99
20.00	36.04	41.18
10.00	31.27	35.74
5.00	26.51	30.28
2.00	19.27	22.02

II.4.2.3. Formule de SOKOLOVSKY :

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q_{max} = (0,28 \times P_{tc} \times C_p \% \times S \times F) / t_c \quad (II.44)$$

Où :

Ptc : Pluie de courte durée ;

Cp% : Coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période, donnée par la formule :

$$C_p \% = \frac{\sqrt{P_{tc} \% - \sqrt{H_0}}}{\sqrt{P_{tc} \% + \sqrt{H_0}}} \quad (II.45)$$

H0 : la perte d'eau initiale (H0=7mm)

0.28 : coefficient de changement d'unité.

S : surface du bassin (10.83km²).

F : coefficient de la formule de l'hydro gramme des crues pour différentes périodes

$$F = \frac{12}{4+3*\gamma} \quad (II.46)$$

Pour :

$S \leq 50$ km² on a $\gamma = 2$

Des petits bassins non boisés et sol peu perméable : $\gamma = 2-2.5$

Bassin boisé et sol perméable on a : $\gamma = 3-4$

Notre bassin est inférieur à 50km² donc :

$F = 1.2$

T_m : temps de montée de la crue égale à temps de concentration $T_c = 1.53$ heures.

Tableau II.17 : résultats obtenu Formule de SOKOLOVSKY

Période de retour	Cp%	Ptc%	Qmax
100.00	0.44	46.16	48.25
50.00	0.42	41.99	41.96
20.00	0.39	36.03	33.26
10.00	0.36	31.27	26.60
5.00	0.32	26.50	20.23
2.00	0.25	19.27	11.69

II.4.2.4. Méthode rationnelle (TURRAZA):

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q = \frac{1}{36} . C . I_t . A \quad (II.47)$$

Où :

C : coefficient de ruissellement égal à 0.7 ;

I_t : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée en mm/h (voir le tableau II.11, bande jaune) ;

A : surface du bassin versant égale 10.83 km² ;

$T_c = 1.53$ h.

Tableau II.18 : résultats obtenu Méthode Rationnelle (TURRAZA)

Période de retour	Ptc%	I_t mm/h	Qmax
100.00	46.16	30.17	63.53
50.00	41.99	27.44	57.79
20.00	36.03	23.55	49.59
10.00	31.27	20.44	43.04
5.00	26.50	17.32	36.47
2.00	19.26	12.59	26.51

Les résultats du calcul des débits maximums par différentes formules sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau II.19 : *Tableau récapitulatif des débits maximums de crue à différentes fréquences ou périodes et avec différentes méthodes*

	<i>Formule de Mallet et Gouthier</i>	<i>Formule de Giandotti</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>	<i>Méthode rationnelle (Turazza)</i>
<i>Période</i>	<i>Qmax m3/s</i>	<i>Qmax m3/s</i>	<i>Qmax m3/s</i>	<i>Qmax m3/s</i>
100	83.5	52.75	48.25	63.53
50	76.87	47.99	41.96	57.79
20	77.11	41.18	33.26	49.59
10	58.89	35.74	26.60	43.04
5	49.03	30.28	20.23	36.47
2	30.84	22.02	11.69	26.51

II.4.2.5. Conclusion :

Le débit de crue maximale calculé par les différentes formules empiriques pour une période de retour centenaire à donner des valeurs comprises entre 48 et 84 m³/s, nous optons pour la valeur maximale qui est 83.5 m³/s.

II.4.3 CARACTERISTIQUES DE LA CRUE

Une fois le débit de pointe connu les caractéristiques de la crue (forme et temps de montée et de décrue, volume) sont calculées comme suit par la méthode dite de Sokolovski. L'hydrogramme de crue est modélisé à l'aide de deux équations paraboliques, l'une pour le temps de montée et l'autre pour la décrue :

$$Q_t = Q_{Tmax}(F) \left[\frac{t}{t_m} \right]^m \quad (II.49)$$

$$Q_t = Q_{Tmax}(F) \left[\frac{t_h - t}{t_d} \right]^n \quad (II.50)$$

$$t_d = \gamma \cdot t_m \quad (II.51)$$

Où :

Qt : débit instantané au moment t ;

Tm : et td respectivement les temps de montée et temps de décrue ;

γ : est un coefficient dépendant de la taille et des conditions physiographiques du bassin versant, il est tabulé ;

m et n : les puissances des paraboles sont respectivement égales à 2 et 3, pour les petits bassins versants.

II.4.3.1 HYDROGRAMMES DES CRUES :

L'hydrogramme de calcul des crues représente la variation des débits d'un cours d'eau en fonction du temps de montée, temps de décrue et le temps de base. La forme de l'hydrogramme

de la crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKI qui assimile l'hydro gramme à deux équations paraboliques.

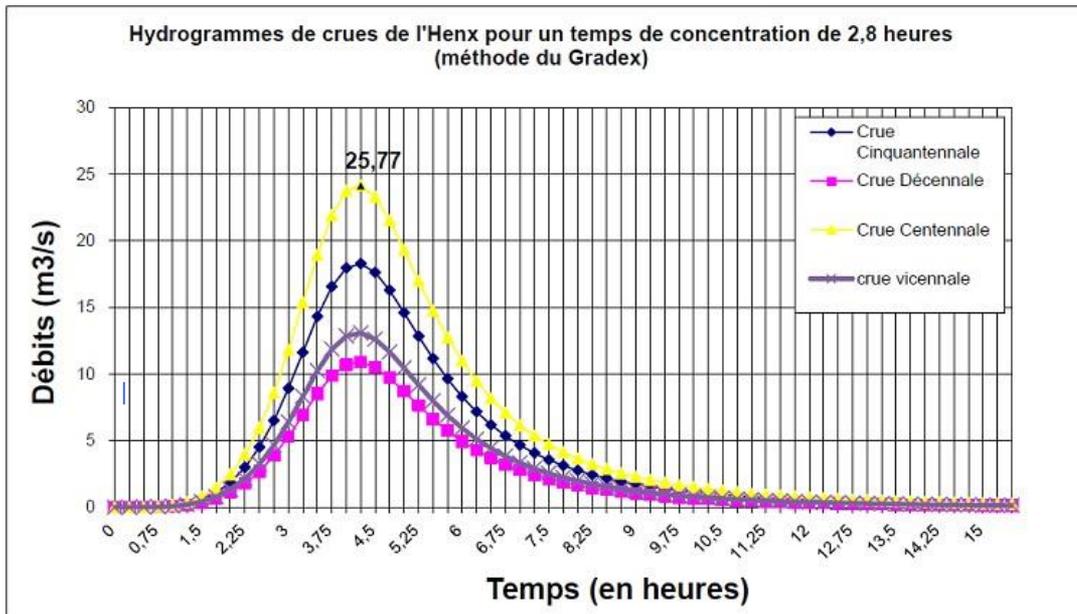


Figure II.15 : Exemple d'Hydro gramme de crue.

$$Q_t = Q_{max}(\%) \left(\frac{t}{T_m}\right)^2 \tag{II.52}$$

$$Q_t = Q_{max}(\%) \left(\frac{T_h - t}{T_d}\right)^3 \tag{II.53}$$

Où :

T_m : temps de montée de la crue ($T_m = T_c = 1.5$ heures) ;

T_d : temps de décrue ($T_d = \gamma \times T_m$) ;

Q_t : débit partiel à l'instant (t).

Q_{max} : débit maximum d'une fréquence donnée (t) ;

γ : Coefficient évalué en fonction de la taille du cours d'eau, de la perméabilité et du taux d'envasement du bassin versant.

II.4.3.2. Description d'un cours d'eau :

- Un petit cours d'eau est vallonné dans les versants faiblement perméables, quand γ appartient à l'écart [2 - 2,5].

- Un petit cours d'eau vallonné dans les versants boisés ou moyennement perméables, c'est un cours d'eau avec terrasses de lit majeur normale,

Correspondant à : $\gamma=3$ à 4.

- Le grand et le moyen cours d'eau avec des terrasses de débordements Étendues, correspondant aux valeurs de appartenant à l'intervalle [4 – 7].

Comme le bassin objet d'étude à une perméabilité moyenne a élevée, donc, la valeur prise pour γ est égale 3.

$$T_d = \gamma T_m \tag{II.54}$$

$$T_h = T_m + T_d \quad (II.55)$$

Td=4.5h, Th=6.75h

II.4.3.3 Construction des hydrogrammes de crues :

Pour construire l'hydrogramme de crues de notre bassin versant d'oued Meliani d'El Kseur, nous avons utilisé les valeurs de débits de crues pour différentes périodes de retour du tableau (II.20). Pour les résultats obtenus, voir la figure suivante :

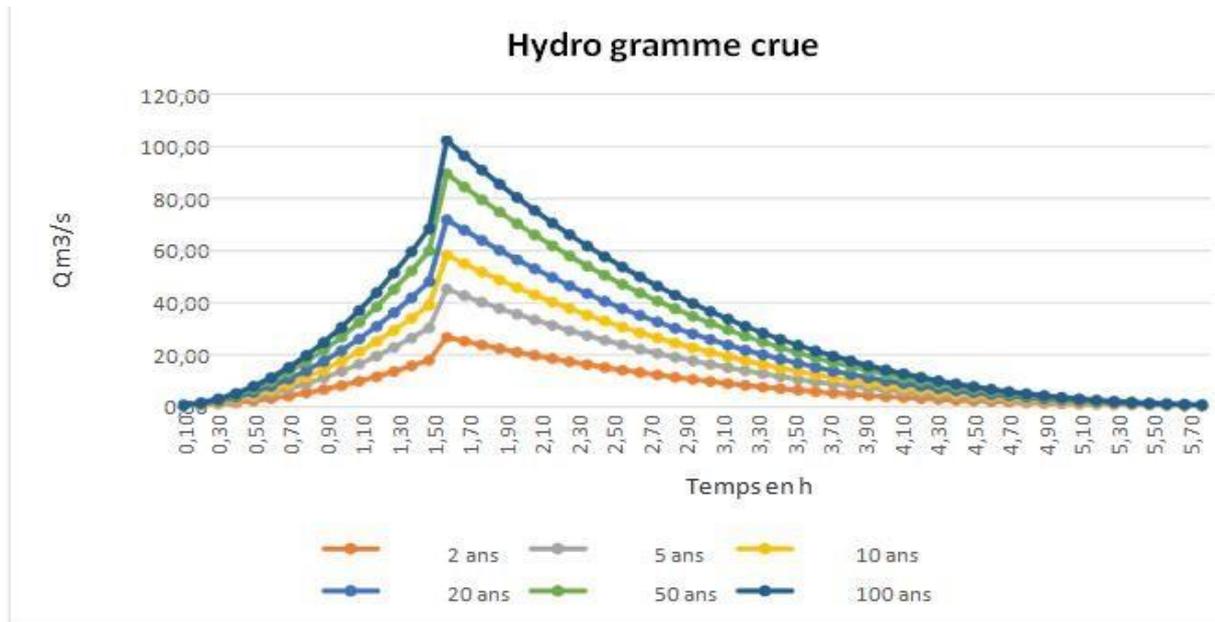


Figure II.16 : Hydro gramme de Crue pour différentes Périodes.

Tableau II.20 : Débits des crues de chaque période de retour.

Temps en heure	Période 2	Période 5	Période 10	Période 20	Période 50	Période 100
0.10	0.08	0.13	0.17	0.21	0.26	0.30
0.20	0.31	0.53	0.69	0.85	1.06	1.21
0.30	0.71	1.20	1.55	1.91	2.38	2.72
0.40	1.25	2.13	2.75	3.40	4.24	4.84
0.50	1.96	3.33	4.30	5.31	6.62	7.56
0.60	2.82	4.79	6.19	7.64	9.53	10.89
0.70	3.84	6.52	8.42	10.40	12.97	14.82
0.80	5.01	8.52	11.00	13.59	16.94	19.36
0.90	6.35	10.78	13.92	17.20	21.44	24.50
1.00	7.83	13.31	17.19	21.23	26.47	30.24
1.10	9.43	16.11	20.80	25.69	32.03	36.60
1.20	11.28	19.17	24.75	30.57	38.12	43.55
1.30	13.24	22.50	29.05	35.88	44.74	51.11
1.40	15.35	26.09	33.69	41.61	51.88	59.28
1.50	17.63	29.95	38.67	47.77	59.56	68.05
1.60	26.42	44.89	57.97	71.60	89.28	102.00

1.70	24.91	42.33	54.66	67.51	84.18	96.18
1.80	23.46	39.86	51.47	63.58	79.27	90.57
1.90	22.07	37.50	48.42	59.80	74.57	85.20
2.00	20.73	35.22	45.48	56.18	70.05	80.03
2.10	19.45	33.05	42.67	52.71	65.72	75.08
2.20	18.22	30.96	39.98	49.38	61.57	70.34
2.30	17.04	28.96	37.40	46.19	57.60	65.81
2.40	15.92	27.05	34.93	43.15	53.80	61.47
2.50	14.85	25.23	32.58	40.24	50.17	57.33
2.60	13.82	23.49	30.33	37.47	46.72	53.37
2.70	12.85	21.83	28.19	34.82	43.42	49.61
2.80	11.92	20.26	26.16	32.31	40.28	46.02
2.90	11.04	18.76	24.22	29.91	37.30	42.62
3.00	10.20	17.33	22.38	27.64	34.47	39.38
3.10	9.41	15.98	20.64	25.49	31.78	36.31
3.20	8.65	14.70	18.99	23.45	29.24	33.41
3.30	7.94	13.50	17.43	21.53	26.84	30.67
3.40	7.27	12.36	15.96	19.71	24.57	28.08
3.50	6.64	11.28	14.57	18.00	22.44	25.64
3.60	6.05	10.27	13.27	16.38	20.43	23.34
3.70	5.49	9.32	12.04	14.87	18.54	21.19
3.80	4.97	8.44	10.90	13.46	16.78	19.17
3.90	4.48	7.61	9.82	12.13	15.13	17.29
4.00	4.02	6.84	8.83	10.90	13.59	15.53
4.10	3.60	6.12	7.90	9.76	12.16	13.90
4.20	3.21	5.45	7.04	8.69	10.84	12.38
4.30	2.84	4.83	6.24	7.71	9.61	10.98
4.40	2.51	4.27	5.51	6.80	8.48	9.69
4.50	2.20	3.74	4.83	5.97	7.45	8.51
4.60	1.92	3.27	4.22	5.21	6.50	7.42
4.70	1.67	2.83	3.66	4.52	5.63	6.43
4.80	1.43	2.44	3.15	3.89	4.85	5.54
4.90	1.22	2.08	2.69	3.32	4.14	4.73
5.00	1.04	1.76	2.27	2.81	3.50	4.00
5.10	0.87	1.48	1.91	2.35	2.94	3.35
5.20	0.72	1.22	1.58	1.95	2.43	2.78
5.30	0.59	1.00	1.29	1.60	1.99	2.28
5.40	0.48	0.81	1.04	1.29	1.61	1.84
5.50	0.38	0.64	0.83	1.02	1.28	1.46
5.60	0.29	0.50	0.65	0.80	0.99	1.14
5.70	0.22	0.38	0.49	0.61	0.76	0.86

II.5. LES APPORTS SOLIDES

L'évaluation du transport solide permet de connaître le degré d'érosion du bassin versant. L'absence de mesures du transport solide ou la difficulté d'exploitation des informations existantes nous oblige à recourir aux méthodes suivantes :

1. les bassins versants analogues
2. les formules empiriques.

Pour le cas de oued Meliani El Kseur et son bassin versant, aucune station hydrométrique ne se trouve sur le territoire du site étudié, donc aucune série de mesure n'est disponible pour son éventuelles exploitations. Nous signalons aussi qu'aucune prise d'échantillons sur le lit de le oued pour des études granulométriques n'a été effectuée.

En absence de données, l'estimation des apports (liquides et solides) se fera par les formules empiriques les mieux adaptées.

Données et méthodes :

Le bassin versant d'oued Meliani El Kseur, occupe une superficie de 10.83 km²



Figure II.17 : Bassin Versant Oued Meliani.

Le bassin-versant, de type montagneux se trouve à une altitude moyenne de 199.7(m). L'altitude à l'exutoire est de 40.19 (m), du nord-ouest vers l'est. Le relief prend l'ampleur ou l'on note une cote maximale de 710 (m), ses formations tendres, situées en pente, sont facilement érodables.

II.5.1. RELATIONS EMPIRIQUES

Les relations empiriques les plus largement utilisées en Algérie sont les suivantes : Tixeront, Fournier, et ANRH-SOGREAH. Certaines de ces formules expriment les résultats en t/km²/an.

A. Formule de FOURNIER :

Elle s'écrit :

$$Ds = \frac{1}{36} C^{2.65} \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \quad (II.56)$$

Ds : Dégradation spécifique (t / km²/ an) ;

S : h² / S : Coefficient orographique,

h = h_{moy} – h_{min} ; h_{moy}=266.68 m et h_{min}= 35 m (voir le tableau II.)

C : Indices de Fournier.

$$C = \frac{P'}{P} \quad (II.57)$$

P' : Pluie moyenne du mois le plus pluvieux de l'année est 127 mm (mois de décembre, voir tableau II.)

P : Pluie annuelle moyenne (766.08mm) ;

Ds = 4459 t / km²/ an

Le volume de l'apport solide V₀ est donné par la formule suivante :

$$V_0 = \frac{Ds \cdot S}{\gamma_s} = \left(\frac{4459 \cdot 10.83}{1.4}\right) \quad (II.58)$$

γ_s : poids volumique de l'apport solide

$$V_0 = \left(\frac{4459 \cdot 10.83}{1.4}\right)$$

$$V_0 = 34494 T$$

B. Formule de TIXIRONT :

Cette formule a été appliquée en Est algérien et en Tunisie. TIXIRONT propose l'équation suivante :

$$Ta = 92R^{0.21} \quad (II.59)$$

Où R est la lame d'eau écoulée en mm (257.4 mm) (valeur moyenne de la lame d'eau voir Tableau II.12).

$$AN : Ta = 92 \cdot (257.4)^{0.21} = 320.79 T / Km^2/a$$

$$V_0 = \frac{Ta \cdot S \cdot T}{\gamma_s} = \left(\frac{320.79 \cdot 10.83}{1.4}\right) \cdot T \quad (II.60)$$

C. Formule de SOGREAH :

Elle prend en considération la lame d'eau écoulée, et les changements de L'infiltration comme le montre le Tableau suivant :

Tableau II.21 : formules de SOGREA

Classe	Loi	Degré d'infiltration
1	$A = 8R^{0.15}$	Perméabilité forte
2	$A = 75R^{0.15}$	Perméabilité moyenne à forte
3	$A = 350R^{0.15}$	Perméabilité faible à moyenne
4	$A = 1400R^{0.15}$	Perméabilité faible
5	$A = 3500R^{0.15}$	Perméabilité nulle

Comme notre bassin a une perméabilité moyenne a élevée, on va utiliser la relation suivante :

$$A = 75R^{0.15} \tag{II.61}$$

Ou R est la lame d'eau écoulée en mm (257.4mm)

AN: $A = (75 * 4)^{0.15} = 787.72 \text{ T/Km}^2/\text{an}$

$$V_0 = \frac{D_s * S * T}{y_s} = \left(\frac{787.72 * 10.83}{1.4} \right) * T \tag{II.62}$$

$V_0 = 6093.57 \text{ T}$

D. Formule de L'ANRH :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$DS = 4,49. Ct + 7,32.C - 144,28 \tag{II.63}$$

Avec :

Ct : Coefficient de torrentialité. =4.16 (voir tableau II.)

C : indice de Fournier (p² / pan) 21.056

AN : $D_s = 28.52 \text{ (t/km}^2/\text{an)}$

$V_0 = 220.68 \text{ T}$

Tableau II.22 : Résultats pour différentes Formules

Formules utilisés	DS(t/km ² /an)	V0 Tonnes
Fournier	4459	34494
Tixirot	320.79	2481.53
Sogreah	787.72	6093.57
ANRH	28.52	220.68

II.6. Conclusion

L'apport solide est un élément essentiel à calculer dans l'aménagement du oued c'est pour cela qu'on a choisi plusieurs formules pour estimer la valeur de cet apport solide que notre oued Meliani évacue. L'application de ces formules n'est pas facile du point de vue de leurs conditions d'application.

La valeur obtenue par la formule de l'ANRH est la plus fiable.

Chapitre III :
Simulation
hydraulique des
écoulements

Chapitre I I : Simulation hydraulique des écoulements

III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de faire le calcul hydraulique avec utilisation d'un modèle de simulation sur le logiciel HECRAS qui va nous permettre de connaître le comportement de l'écoulement et de déterminer comment se manifeste différentes crues dans le cours d'eau, ainsi localiser les zones où il y'aurait des débordements, par la suite calculer la hauteur de l'ouvrage d'aménagement.

III.2 Description du cours d'eau

Le secteur étudié de Oued Meliani s'étend sur une longueur de 330 mètres du portail d'accès du complexe de Cevital au pont ferroviaire de la SNTF.



Figure III.1 : image vue de ciel du secteur de oued Meliani.

III.3 Les canaux

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.

III.3.1 Différents types de canaux

On distingue deux types de canaux :

III.3.1.1 Les canaux naturels

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

III.3.1.2 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 régulières ainsi l'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats significatifs.

III.3.2. Les paramètres géométriques

III.3.2.1 Géométrie des canaux [JOSE VAZQUEZ]

Dans ce chapitre nous allons définir les grandeurs géométriques les plus utilisées permettant de caractériser l'écoulement.

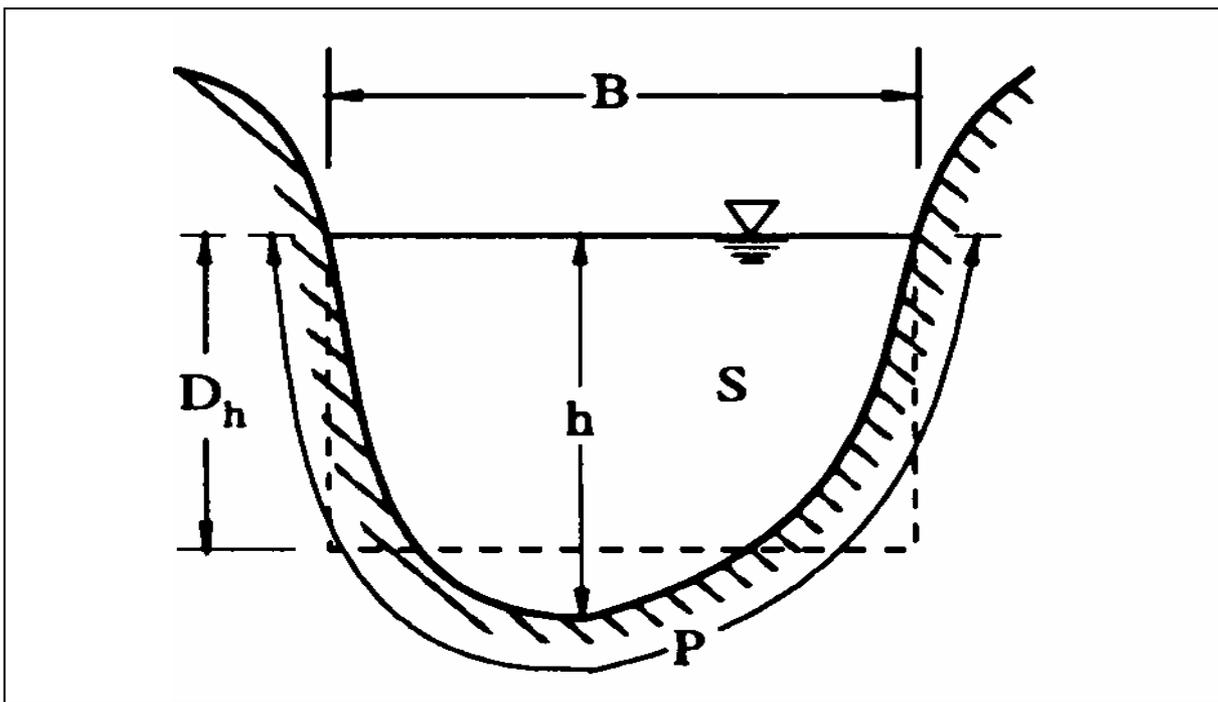


Figure III.2 : paramètres géométriques d'un canal.

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

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

Moment statique : $S \cdot y_G = \int_0^h (h - z) \times B \times z \times d_z$

III.3.3 Régime D'écoulement :

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

III.3.3.1 Nombre de REYNOLDS

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

- Ecoulement laminaire si $Re < 500$
- Ecoulement transitoire si $500 < Re < 2000$
- Ecoulement turbulent si $Re > 2000$

III.3.3.2 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 :

- Ecoulement fluvial $Fr < 1$
- Ecoulement critique $Fr = 1$
- Ecoulement torrentiel $Fr > 1$

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

- Fluvial-laminaire $Fr < 1, Re < 500$
- Fluvial-turbulent $Fr < 1, Re > 2000$
- Torrentiel-laminaire $Fr > 1, Re < 500$
- Torrentiel-turbulent $Fr > 1, Re > 2000$

III.4 Dimensionnement des canaux

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.

III.4.1 Formule de MANNING-STRICKLER :

C'est une formule expérimentale qui se définit comme suit :

$$Q = K_s \times S \times R_h^{(2/3)} \times \sqrt{I} \quad (III.1)$$

Avec :

- S : Section mouillée ;
- I : Pente de la canalisation ;
- R_h : Rayon hydraulique correspondant au rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé ;
- K_s : Coefficient de Manning Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements à surface libre, où $K_s = 1/n$

Tableau III.1 : Valeurs estimées pour le coefficient de Manning Strickler en fonction de la nature des Parois

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

III.5 Calcul des paramètres géométriques

III.5.1 Diamètre hydraulique

Le diamètre hydraulique et le rayon hydraulique sont communément utilisés pour le calcul des écoulements dans un tube, une conduite hydraulique ou un canal. En utilisant ce diamètre particulier, on peut faire des calculs similaires à ceux d'un tube circulaire. Ces deux grandeurs sont homogènes à une longueur.

Le rayon hydraulique est utilisé dans l'équation de Hazen-Williams ou pour déterminer le coefficient de Chézy (avec la formule de Chézy ou celle de Bazin). Il est notamment utilisé pour les écoulements à surface libres c'est-à-dire dans des conduites non pleines (comme les égouts) ou les canaux.

$$D_h = \frac{4 \times S}{P} \quad (III.2)$$

Avec :

- S : l'aire de la section mouillée.
- P : Périmètre de la section mouillée.

III.5.2 Rayon hydraulique

On définit également le rayon hydraulique comme étant le rapport de la surface mouillée S (section droite du liquide) sur le périmètre mouillé P (périmètre de la conduite en contact avec le liquide).

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (III.3)$$

Avec :

- S_m : Section mouillée.
- P_m : Périmètre mouillée de la section.

Le rayon hydraulique est le quart du diamètre hydraulique, alors que le rayon est la moitié du diamètre.

III.5.3 Hauteur critique

La hauteur critique est donc atteinte quand le nombre de Froude est de $Fr = 1$.

Où :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times D_h}} \quad (III.4)$$

La hauteur critique est atteinte quand la vitesse moyenne de déplacement du fluide est égale à la célérité des ondes à la surface de l'eau, où

$$V = \sqrt{g \times D_h} \quad (III.5)$$

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

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

III.5.3.1 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

$$HS = Ep + Ec \quad (III.6)$$

Ep : Energie potentielle égale à h ;

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

III.5.3.2 Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}} = 1 \quad (III.7)$$

Avec :

- B_{cr} : largeur du plan d'eau en surface ;
- g : l'accélération de pesanteur prise égale 9.81.
- Q : Débit
- S_{cr} : section critique
- b : la largeur du canal

- Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \times Q^2}{g \times b^2}} \quad (III.8)$$

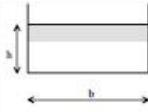
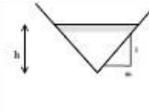
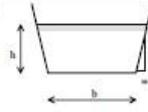
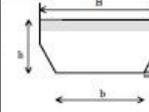
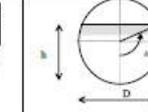
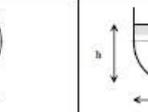
III.5.3.3 Méthode itérative

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 Strickler (K_s) et de la pente du fond du canal (JF) dans l'équation, 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 ($Q = Q_{max}$).

III.5.4 Géométrie des canaux

Le tableau suivant donne les formes géométriques courantes des cours d'eau avec les formules de calcul de leurs paramètres, néanmoins dans la nature, les formes des cours d'eau sont assez irrégulières et variées, mais peuvent toutefois être approximées à des sections trapézoïdales ou paraboliques

Tableau III.2 : Différents types de sections des canaux

						
Surface S		$S = mh^2$	$S = bh + mh^2$	$S = Bh - \frac{(B-b)^2}{4m}$	$S = \frac{D^2}{4}(\delta - \sin \delta \cos \delta)$	$S = Dh + D^2 \left(\frac{\pi}{8} - \frac{1}{2} \right)$
Périmètre mouillé P		$P = 2h\sqrt{1+m^2}$	$P = b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$P = 2h + b + \frac{(B-b)(\sqrt{1+m^2}-1)}{m}$	$P = D\delta$	$P = 2h + D \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right)$
Rayon Hydraulique R_h		$R_h = \frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$R_h = \frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$R_h = \frac{S}{P}$	$R_h = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \delta \cos \delta}{\delta} \right)$	$R_h = \frac{S}{P}$
Largeur B		$B = 2mh$	$B = b + 2mh$	B	$B = D \sin \delta$	$B = D$
Profondeur hydraulique D_h		$D_h = \frac{h}{2}$	$D_h = \frac{bh + mh^2}{b + 2mh}$	$D_h = \frac{S}{B}$	$D_h = \frac{D(\delta - \sin \delta \cos \delta)}{4 \sin \delta}$	$D_h = \frac{S}{B}$
S _{yg}		$S_{yg} = \frac{mh^3}{3}$	$S_{yg} = \left(\frac{b}{2} + \frac{mh}{3} \right) h^2$	$S_{yg} = \frac{Bh^2}{2} - \frac{h(B-b)^2}{4m} + \frac{(B-b)^3}{24m^2}$	$S_{yg} = \frac{D^3}{8} \left(\frac{\sin \delta - \sin^3 \delta}{3} - \frac{\delta \cos \delta}{3} \right)$	$S_{yg} = \frac{D}{2} \left(h - \frac{D}{2} \right)^2 + \frac{\pi D^2}{8} \left(h - \frac{D}{2} \right) + \frac{D^3}{12}$

III.5.4.1 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.

III.5.4.2 Résumé des caractéristiques géométriques des canaux

1. La section ou la surface mouillée (S) : est la portion de la section occupée par le liquide ;
2. 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 ;
3. Le rayon hydraulique (Rh) : le rapport entre la section mouillée (S) et le périmètre mouillé (p) ;
4. La profondeur d'écoulement (h) : hauteur d'eau au-dessus du fond du canal ;
5. La largeur de surface ou largeur au miroir (B) : c'est la largeur de la surface libre de l'eau dans le canal ;
6. La profondeur hydraulique (Dh) : c'est le rapport entre la surface mouillée et la largeur de la surface libre ;
7. La pente de fond du canal (Jf) : Elle dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain ;
8. La pente de la ligne d'énergie (Jw) : La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et la constitution du terrain.

III.6 Présentation du logiciel HEC RAS : [U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS]

Le modèle HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center River Analysis System) est un modèle unidimensionnel développé par l'US Army Corps of Engineers. Il permet de faire des simulations en régime permanent, non-permanent et transitoire d'une rivière en prenant en compte les effets des ponts et des seuils.

Il consiste en général à déterminer la hauteur d'eau dans la rivière à chaque débit entrant et aussi quelque variable caractéristique des écoulements (fluvial, torrentiel ou transitoire) comme la charge et la vitesse de l'eau.

Un modèle hydraulique HEC RAS contient dans sa géométrie des profils en travers des rivières et des 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. Ce logiciel est capable de modéliser des ouvrages hydrauliques tels que les ponceaux, les déversoirs, les digues, les évacuateurs de crue et les ponts qui se trouvent dans un tronçon du cours d'eau. Il permet de réaliser des sections transversales avec un coefficient de Manning variable, de différencier les zones actives et non actives dans un canal et de créer des sections transversales interpolées.

III.6.1 Théorie de base de calcul du modèle HEC-RAS pour l'écoulement permanent :

Le modèle HEC-RAS est capable d'exécuter des calculs unidimensionnels de profil de la surface de l'eau pour l'écoulement permanent graduellement varié dans des canaux naturels et artificiels. Les profils de la surface de l'eau en régime d'écoulement sous-critiques (fluvial), supercritiques (torrentiel), et mixtes (transitoire) peuvent être calculés.

III.6.1.1 Équations de base entre deux sections :

Les profils de la surface de l'eau sont calculés entre deux sections comme il est montré dans la figure (III.3). En résolvant l'équation d'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 d'énergie est écrite comme suit :

$$H_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = H_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + \Delta H \quad (III.9)$$

H_1, H_2 : profondeur de l'eau au niveau des sections ;

Z_1, Z_2 : côte du canal principal ;

V_1, V_2 : vitesses moyennes (débit total / surface totale d'écoulement) ;

α_1, α_2 : coefficients de pondération de vitesse ;

g : accélération de la gravité ;

ΔH : perte d'énergie principale (perte de charge).

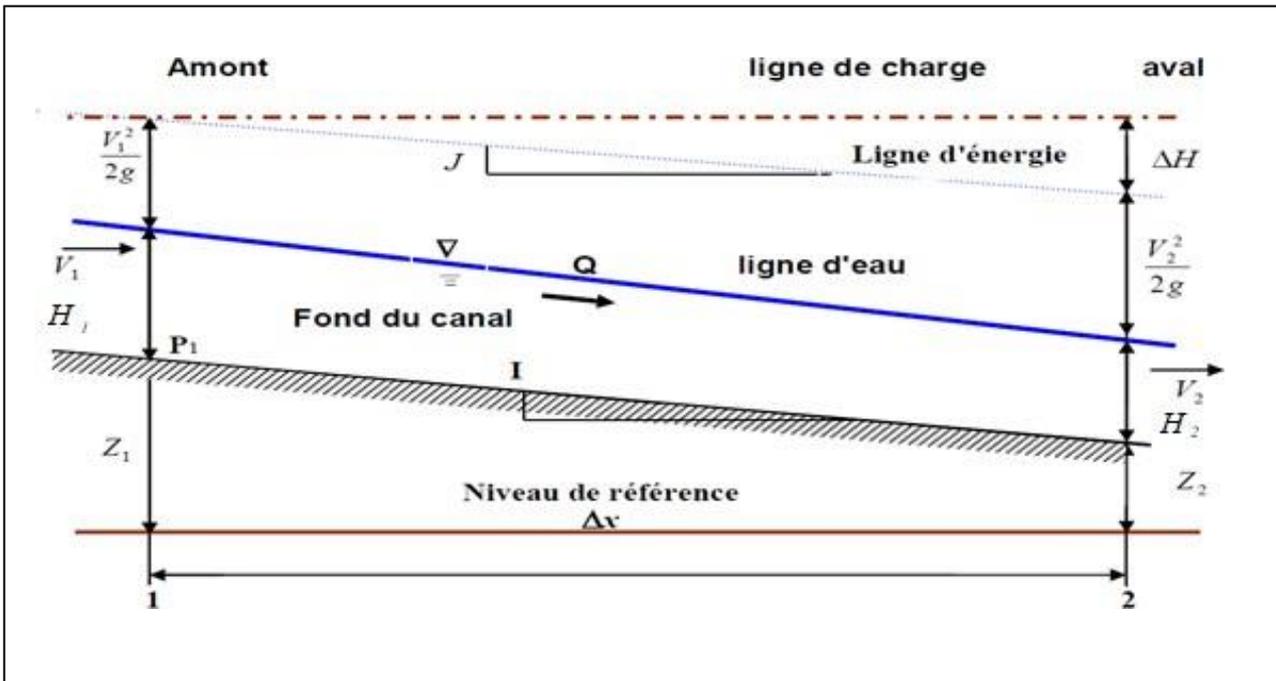


Figure III.3 : Conservation de la charge entre deux sections

La perte totale d'énergie (ΔH) entre deux sections est composée des pertes par frottement et des pertes de contraction ou d'expansion. L'équation pour la perte totale d'énergie est comme suit :

$$\Delta H = L.I + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (III.10)$$

- L : longueur de la distance entre deux sections
- I : angle de frottement représentatif entre deux sections
- C : coefficient de perte d'expansion ou de contraction

III.6.1.2 Subdivision d'une section en travers pour le calcul du débit

La détermination du transport total et du coefficient de vitesse pour une section de calcul exige que l'écoulement soit subdivisé en unités pour lesquelles la vitesse est uniformément distribuée. L'approche utilisée dans HEC-RAS est de subdiviser l'écoulement dans les surfaces des rives en utilisant les points d'arrêt des valeurs de la rugosité n comme base de la subdivision (endroits où est observé le changement des valeurs du coefficient de rugosité n) comme le montre la figure (III.4). Le flux est calculé dans chaque subdivision sous la forme suivante en fonction de n (Equation de Manning) :

$$Q = K.i^{1/2} \quad (III.11)$$

Avec :

$$K = \frac{1}{n} S.R_H^{2/3} \quad (III.12)$$

Où :

- K : flux pour la subdivision
- n : coefficient de rugosité de Manning pour une subdivision
- S : surface d'écoulement pour une subdivision
- R_H : rayon hydraulique pour une subdivision (surface/périmètre mouillé)

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

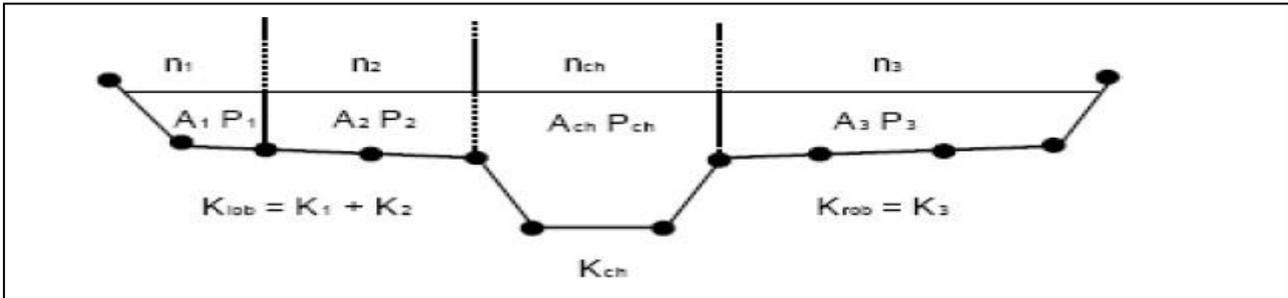


Figure III.4 : Méthode de subdivision du débit par le modèle HEC-RAS

III.6.1.3 Banque de données nécessaires à l'application du modèle HECRAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données concernant le site étudié ont été exportées directement depuis le logiciel AUTO-CAD civil 3d comprenant les données géométriques relatives à chaque section :

- la section en travers, définie par une série de couples distance-altitude (X-Y) ;
- la distance à la section en travers suivante (rive droite, rive gauche et axe du canal) ;
- coordonnées dans le plan X des limites gauche et droite du lit principal (Channel) de la rivière ;
- les coefficients de rugosité ;
- les coefficients de contraction et d'expansion ;
- les données de l'écoulement et les conditions aux limites.

III.6.1.4 Application du modèle HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS est basée sur la subdivision du réseau ramifié ou maillé en plusieurs sections perpendiculaires à l'écoulement comme illustré sur la figure suivante :

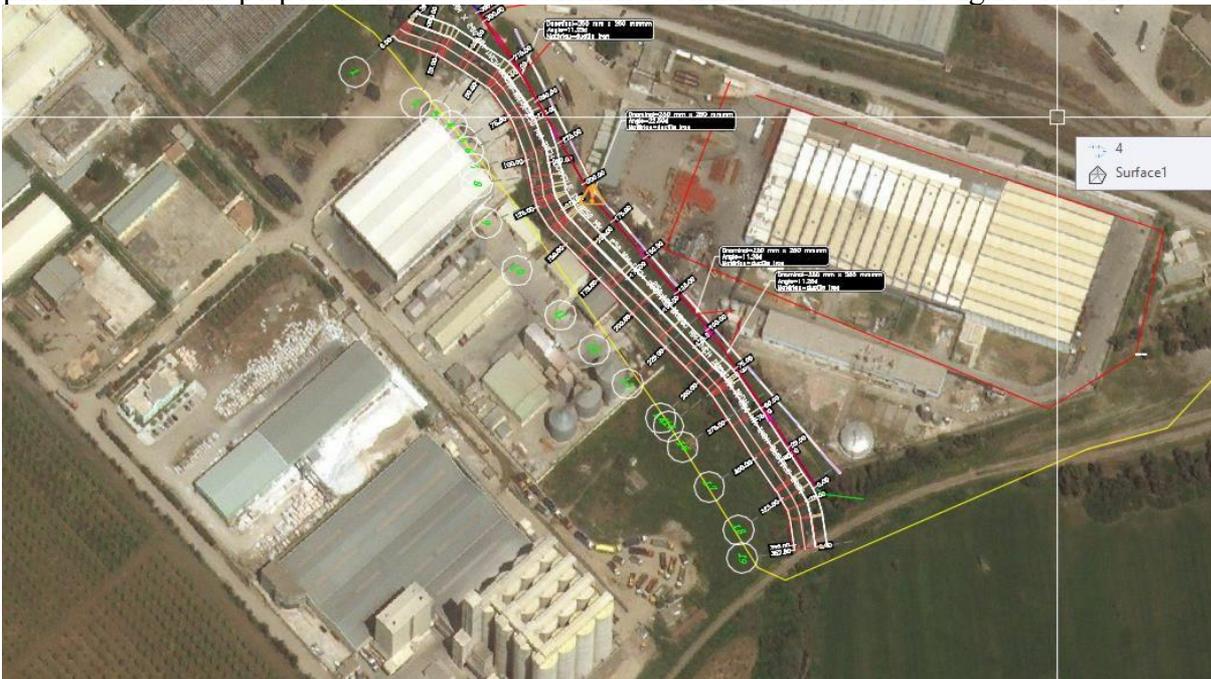


Figure III.5 : Subdivision du cours d'eau

L'application du modèle HEC-RAS a été faite sur un tronçon réel décrit par un levé topographique de l'Oued Meliani sur une longueur d'environ 330m.

III.6.2 Modélisation de la géométrie

La réalisation de la géométrie des cours d'eau consiste à implanter des profils en travers représentatifs sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement.

Le maillage du cours d'eau est réalisé à l'aide du logiciel HEC-RAS, Le tronçon du cours d'eau est illustré dans la figure suivante :

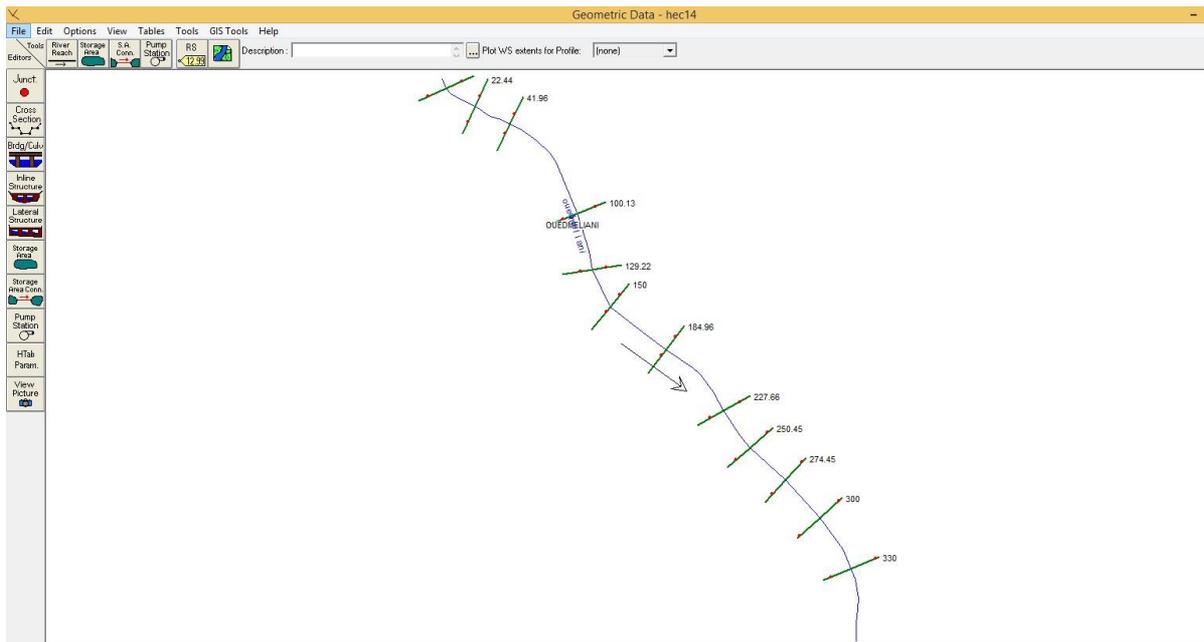


Figure III.6 : Modèle géométrique du cours d'eau

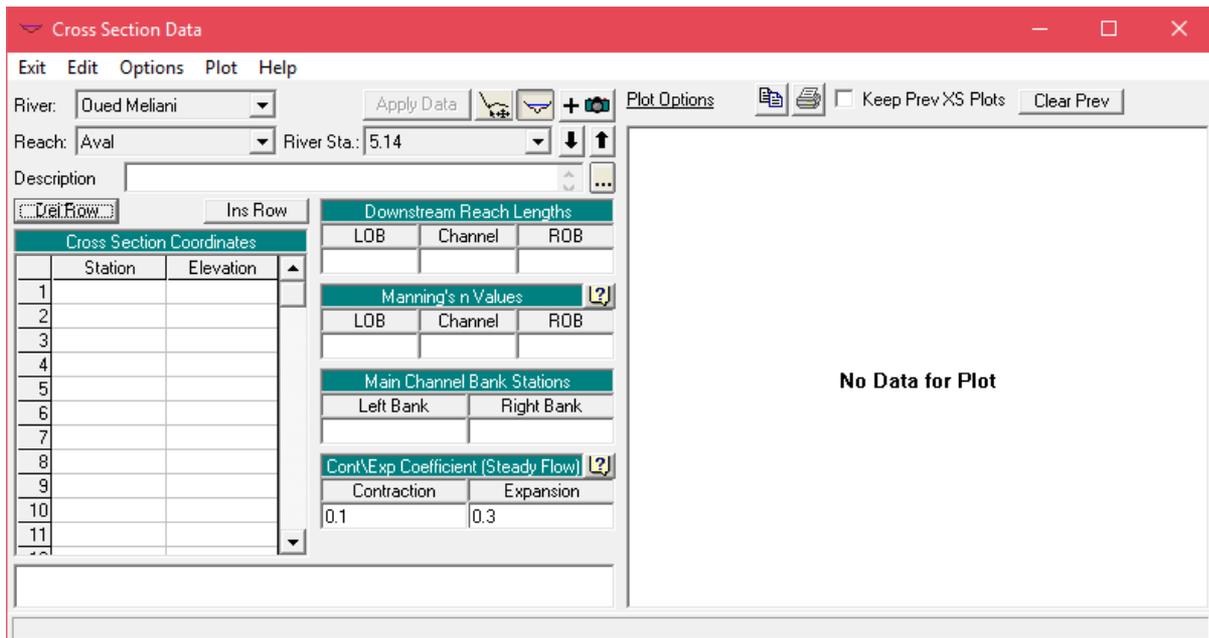


Figure III.7 : Exemple de l'introduction des sections transversales

III.6.3 Modélisation de l'écoulement

Les données d'écoulement sont saisies de l'amont à l'aval pour le tronçon étudié. Cette étape consiste à introduire :

- Les conditions aux limites.
- un débit à l'entrée.

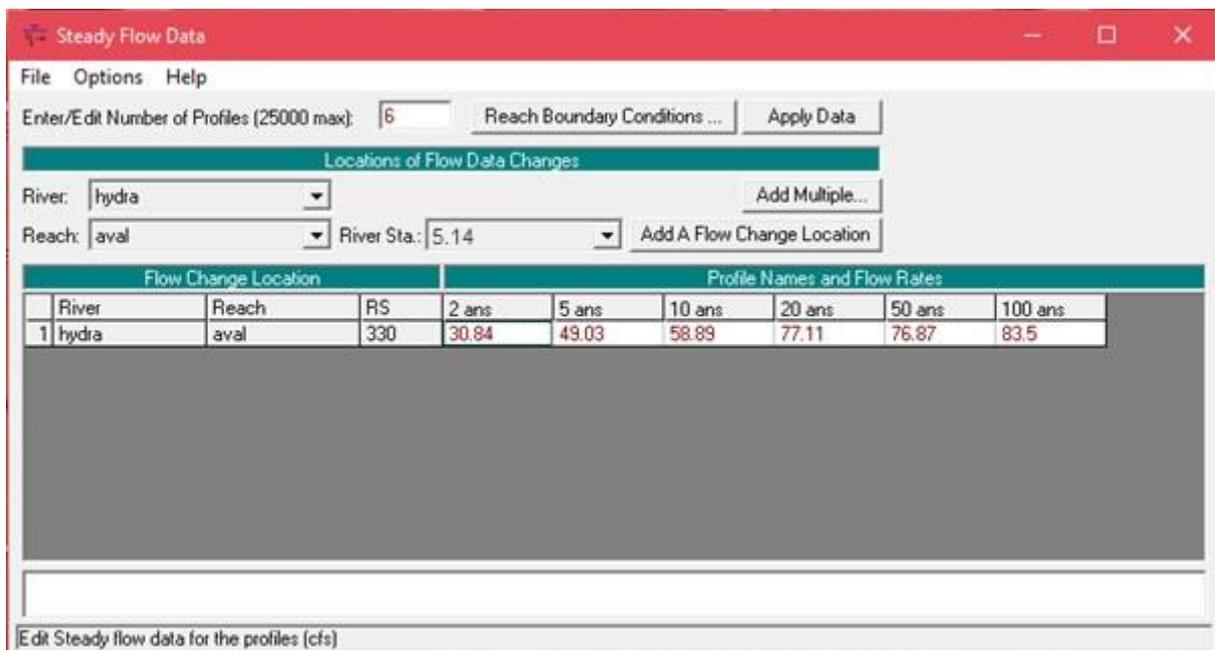


Figure III.8 : illustration de la fenêtre des débits pour différentes périodes de retours

III.6.4 Simulation hydraulique

Après avoir défini la géométrie des sections, les données hydrométriques et les conditions aux limites nécessaires à la simulation et après avoir enregistré les fichiers correspondants, on choisit le type de régime supposé ; fluvial pour notre cas et on peut passer à la simulation hydraulique.

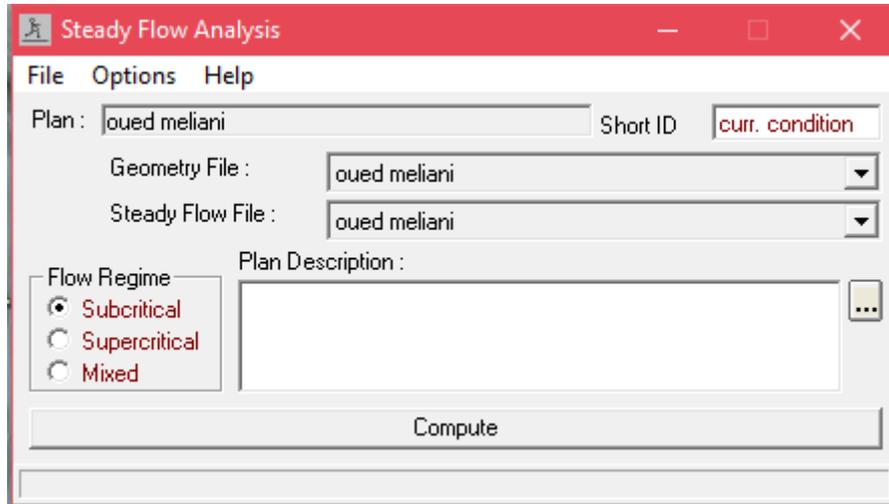


Figure III.9 : Fenêtres de simulation pour l'écoulement permanent

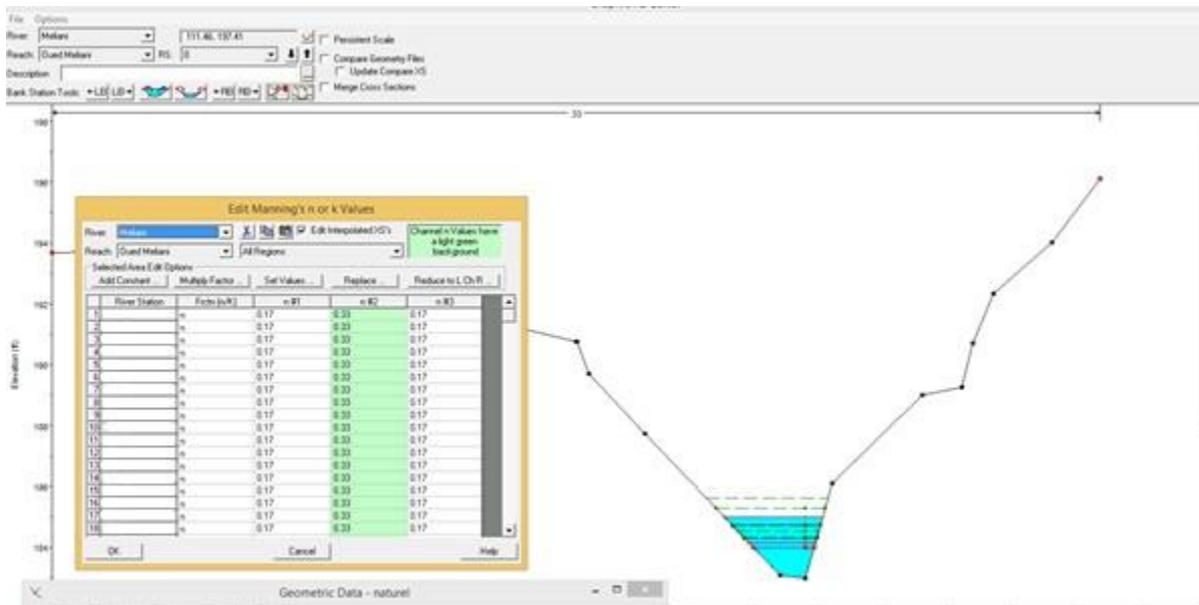


Figure III.10 : Illustration d'un profil en travers

III.6.5 Résultats de la simulation

Une fois que le modèle finit tous les calculs avec succès, on peut commencer à visualiser les résultats. Plusieurs options de visualisation des résultats de calcul sont disponibles et on peut visualiser et imprimer plusieurs types de résultats tabulés (Tableaux synoptiques) et graphiques.

- La figure suivante représente la simulation des crues pour différentes périodes de retour à l'état naturel :

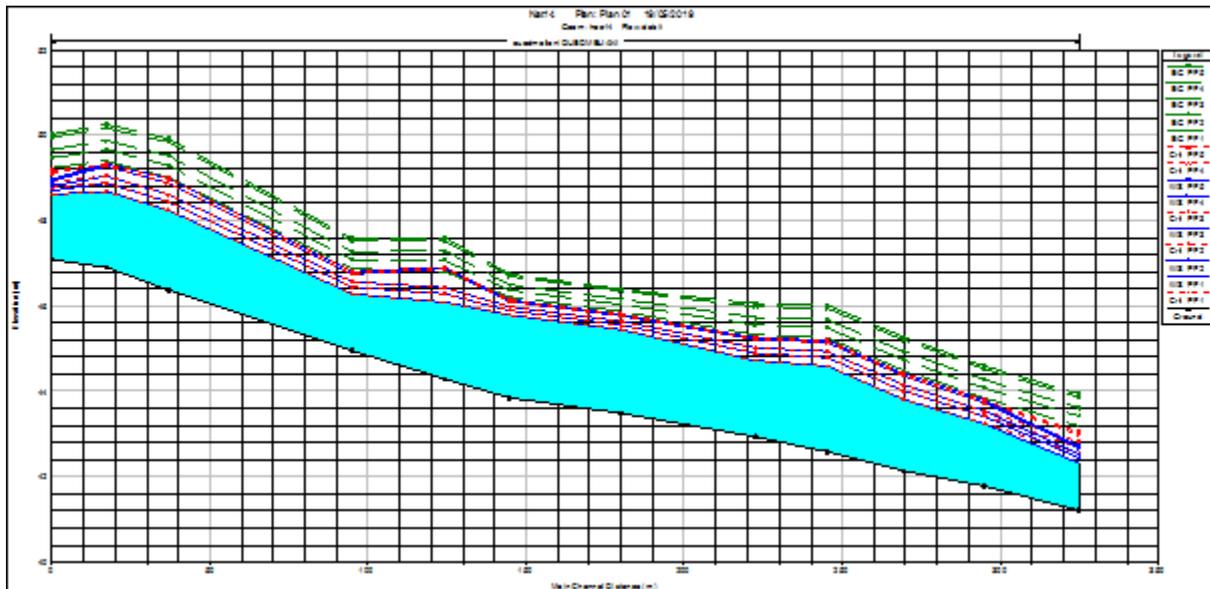


Figure III.11 : Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale

- Le tableau suivant représente la simulation de la crue centennale à l'état naturel :

Tableau III.3 : Résultats de la simulation pour une période de retour de 100 ans

River station	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Hauteur Normale	Hauteur critique
5.14	Section1	83.5	47.08	48.91	49.18	50.02	0.015337	4.52	18.37	12.42	1.19	1.83	2.1
22.44	Section2	83.5	46.91	48.82	49.34	50.25	0.010662	4.22	19.69	10.71	0.99	1.91	2.43
41.96	Section3	83.5	46.38	48.41	49.17	49.92	0.010585	4.29	19.65	12.52	0.96	2.03	2.79
100.13	Section4	83.5	44.96	47.09	47.75	47.61	0.010348	4.09	21.39	13.58	1.03	2.13	2.79
129.22	Section5	83.5	44.3	46.33	46.89	47.68	0.010886	4.37	19.13	10.26	1.01	2.03	2.59
150	Section6	83.5	43.85	46.06	46.07	47.89	0.008317	4.36	20.87	18.77	0.92	2.21	2.22
184.96	Section7	83.5	43.48	45.71	45.72	47.23	0.011039	4.54	18.57	9.24	0.98	2.23	2.24
227.66	Section8	83.5	42.93	45.16	45.26	46.34	0.01026	4.19	19.93	11.49	0.99	2.23	2.33
250.45	Section9	83.5	42.59	44.98	45.2	46.12	0.009479	4.09	20.9	12.75	0.97	2.39	2.61
274.45	Section10	83.5	42.14	44.21	44.42	45.29	0.010019	4.17	20.21	11.92	0.98	2.07	2.28
300	Section11	83.5	41.8	43.53	43.82	44.61	0.010161	4.16	21.21	13.36	1	1.73	2.02
330	Section12	83.5	41.25	42.71	43.08	43.81	0.010275	4.02	21.7	14.48	1.01	1.46	1.83

- *Interprétation des abréviations et mots clés :*

- River station : Station sur la ligne de la rivière.
- Q (m³/s) : Débit
- Min ch (m) : Cote minimale de la section
- W.S Elev (m) : Cote de niveau d'eau
- Crit w.s (m) : Cote de niveau d'eau pour un écoulement critique
- E.G Elev (m) : Cote d'énergie
- E.G Slope (m/m) : Pente de la ligne d'énergie
- Vel Chnl (m/s) : Vitesse de la zone centrale de la section
- Flow Area (m²) : Surface hydraulique de la section (surface mouillée)
- Top Width (m) : Largeur hydraulique de la section (largeur au miroir)
- Froude : Nombre de Froude

Remarque :

Pour la crue centennale, la vitesse moyenne d'écoulement est de 4.30 m/s, la pente est non uniforme, la surface mouillée moyenne pour les sections en travers est de 20.13 m².

La visualisation en 3D du tronçon sur HEC RAS nous montre que l'eau ne déborde pas tout au long de notre oued, les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

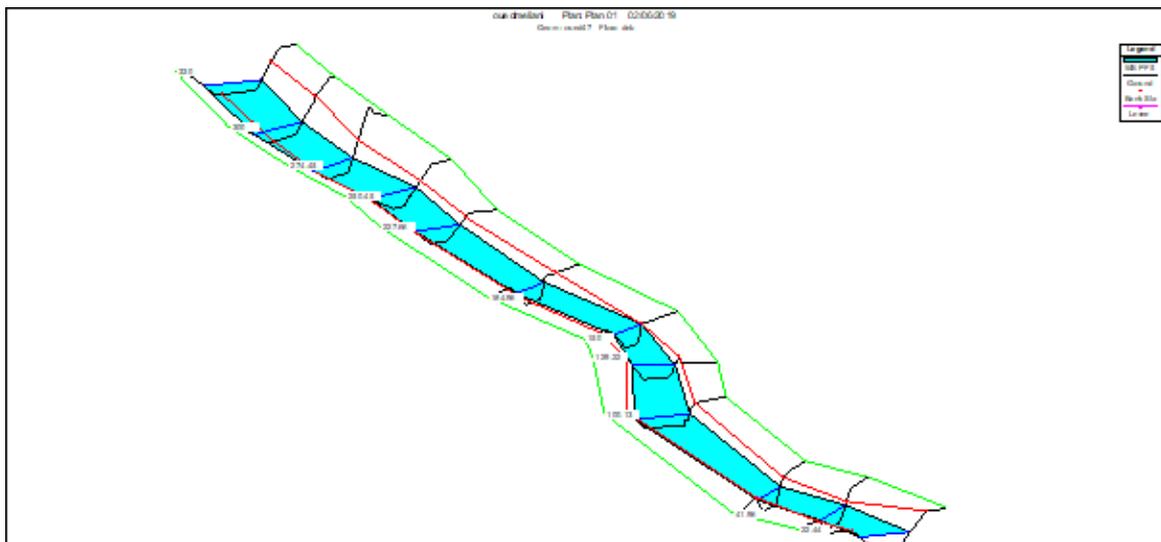


Figure III.12 : Visualisation en 3D des sections du tronçon.

III .7 Analyse pour la crue centennale de débit 83.5 m³/s :

Section 01 :5.14 (point métrique)

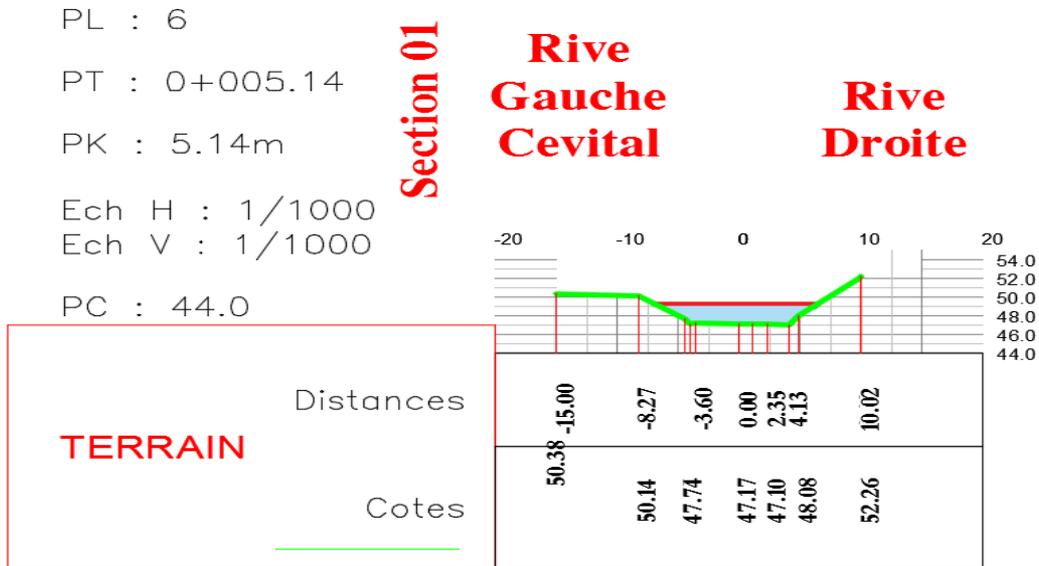


Figure III.13 : Section 01 :5.14 (point métrique)

Section 02 :22.44 (point métrique)

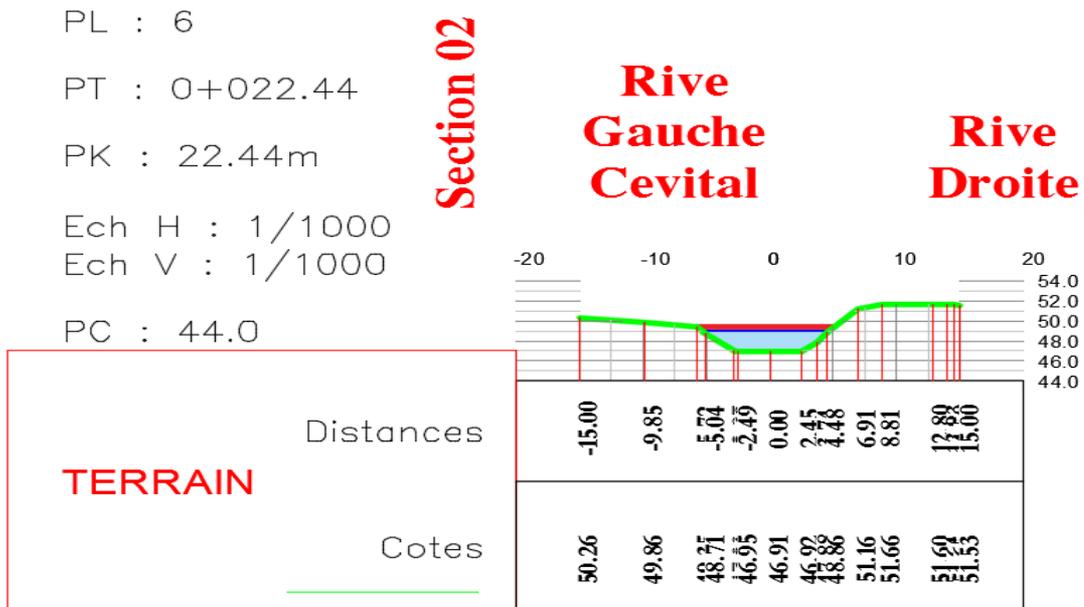


Figure III .14 : Section 02 :22.44 (point métrique)

Section 03 :41.96 (point métrique)

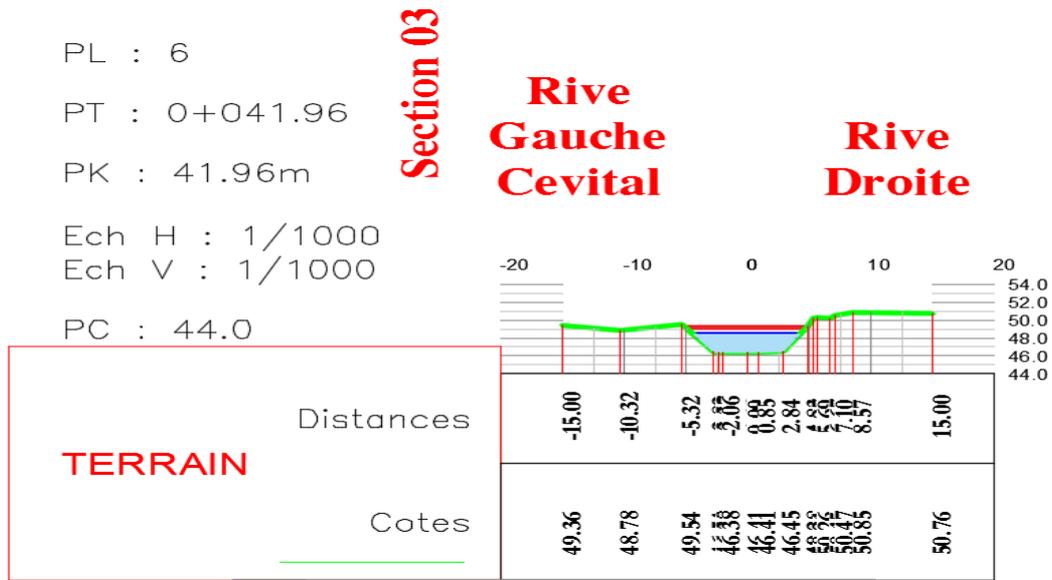


Figure III .15 : Section 03 :41.96 (point métrique)

Section 04 :100 (point métrique)

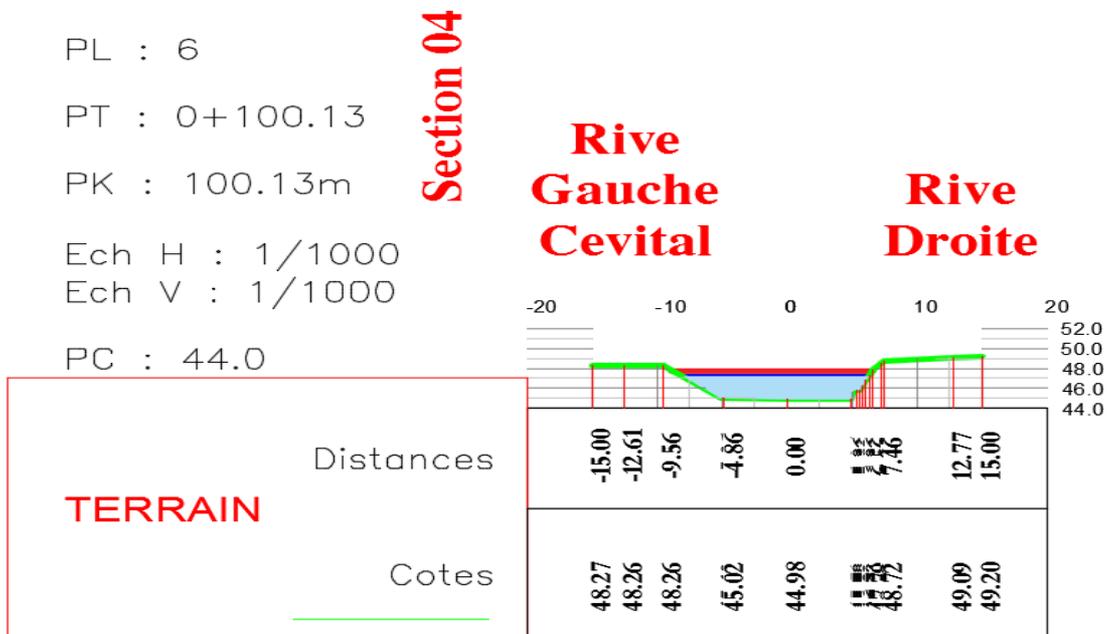


Figure III.16 : Section 04 :100 (point métrique)

Section 05 :129.22 (point métrique)

PL : 6

PT : 0+129.22

PK : 129.22m

Ech H : 1/1000

Ech V : 1/1000

PC : 42.0

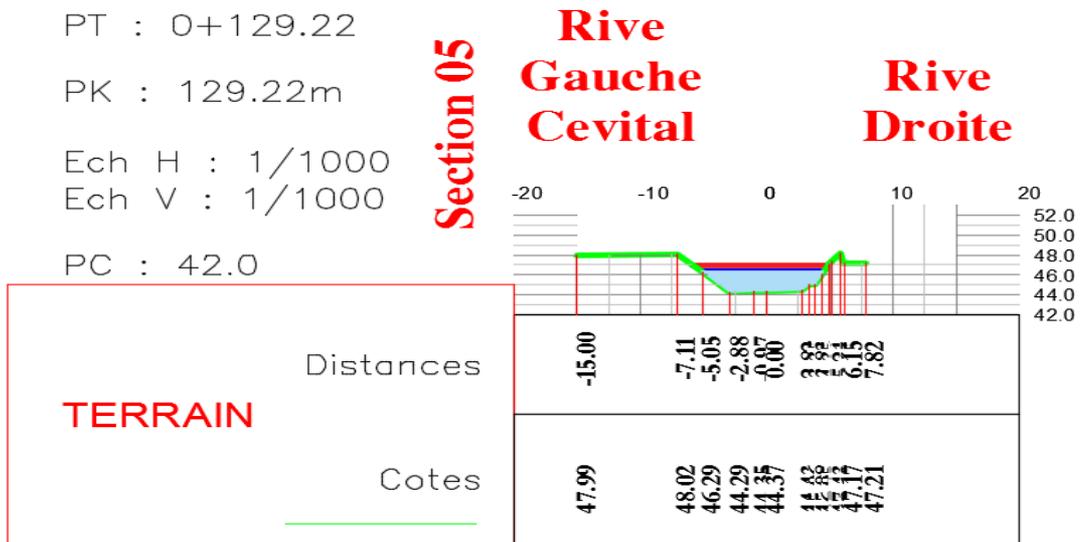


Figure III.17 : Section 05 :129.22 (point métrique)

Section 06 :150 (point métrique)

PL : 6

PT : 0+150.00

PK : 150.00m

Ech H : 1/1000

Ech V : 1/1000

PC : 42.0

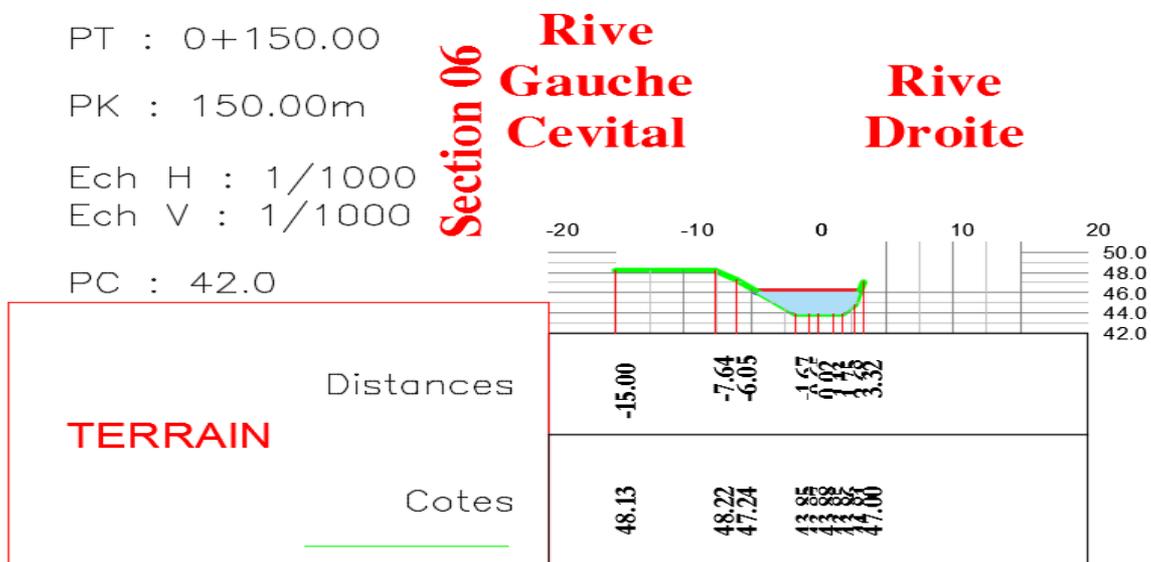


Figure III .18 : Section 05 :129.22 (point métrique)

Section 07 :184.96 (point métrique)

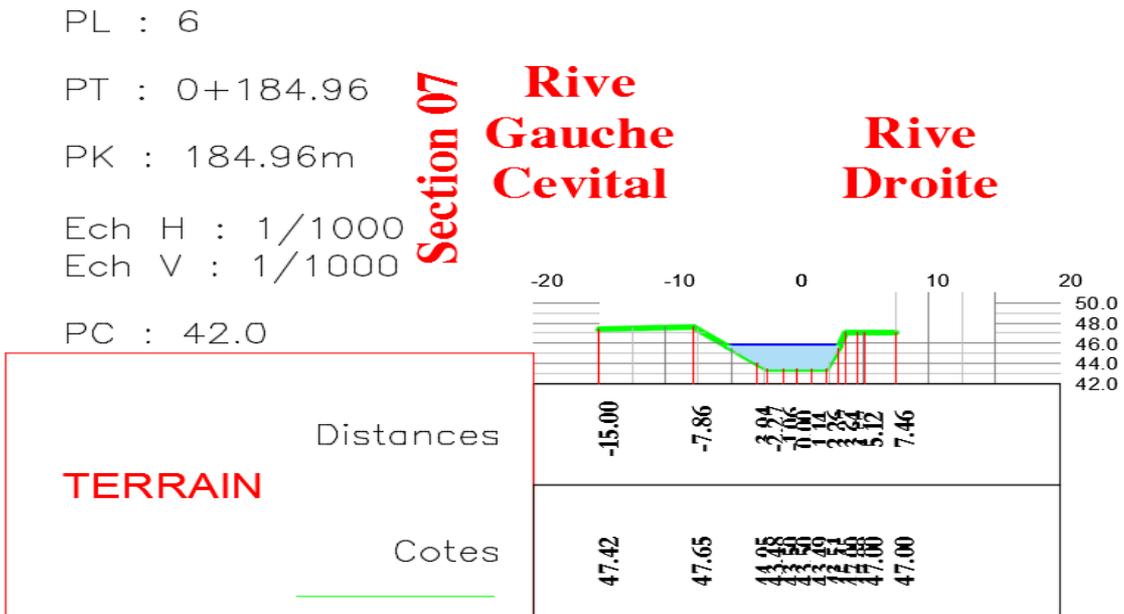


Figure III.19 : Section 07:184.96 (point métrique)

Section 08 :227.66 (point métrique)

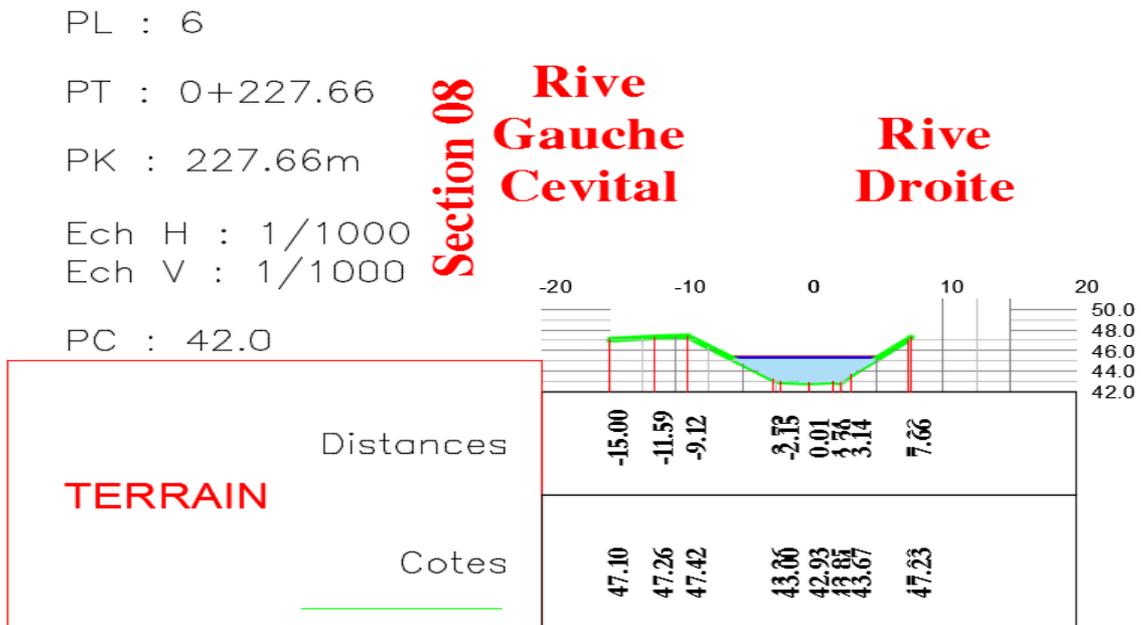


Figure III.20 : Section 08 :227.66 (point métrique)

Section 09 :250.45 (point métrique)

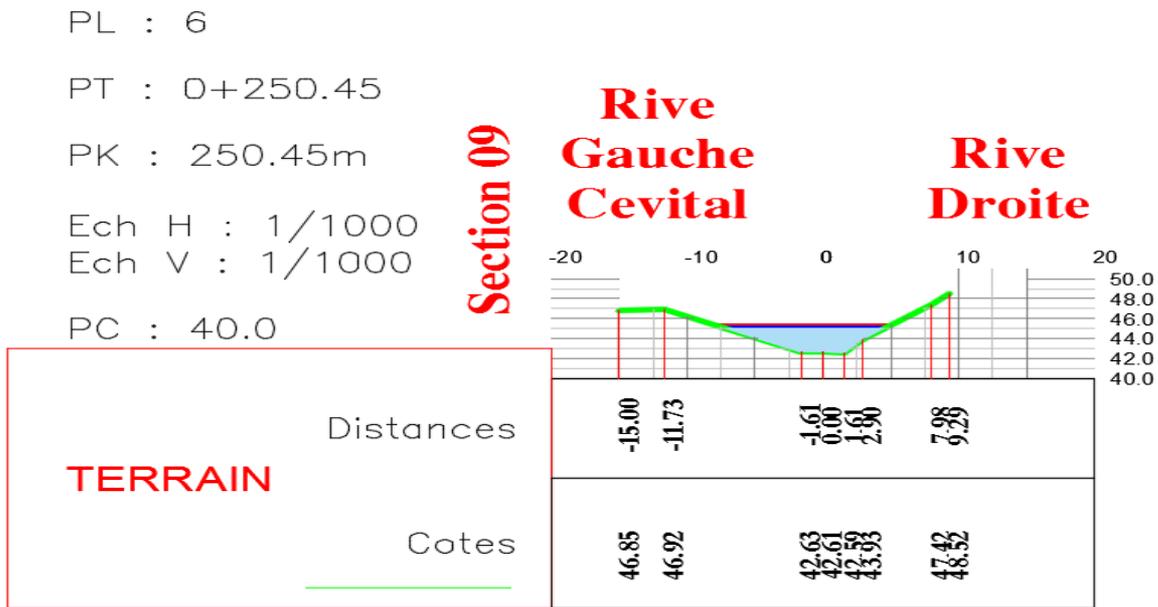


Figure III.21 : Section 09 :250.45 (point métrique)

Section 10 :274.45 (point métrique)

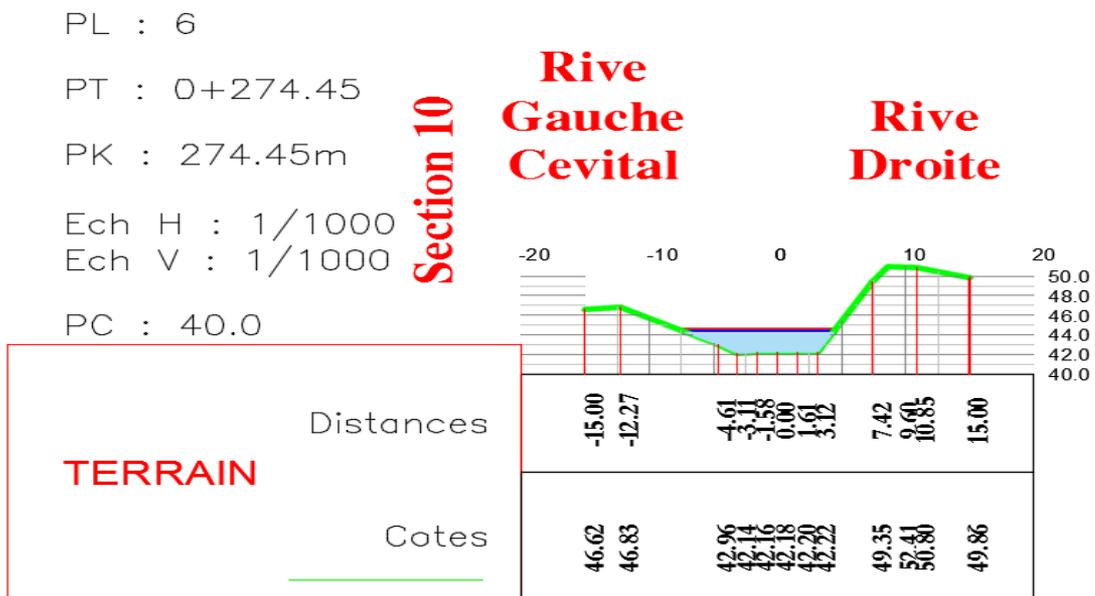


Figure III.22 : Section 10 :274.45 (point métrique)

Section 11 :300 (point métrique)

PL : 6
 PT : 0+300.00
 PK : 300.00m
 Ech H : 1/1000
 Ech V : 1/1000
 PC : 40.0

Section 11

Rive Gauche
Cevital **Rive Droite**

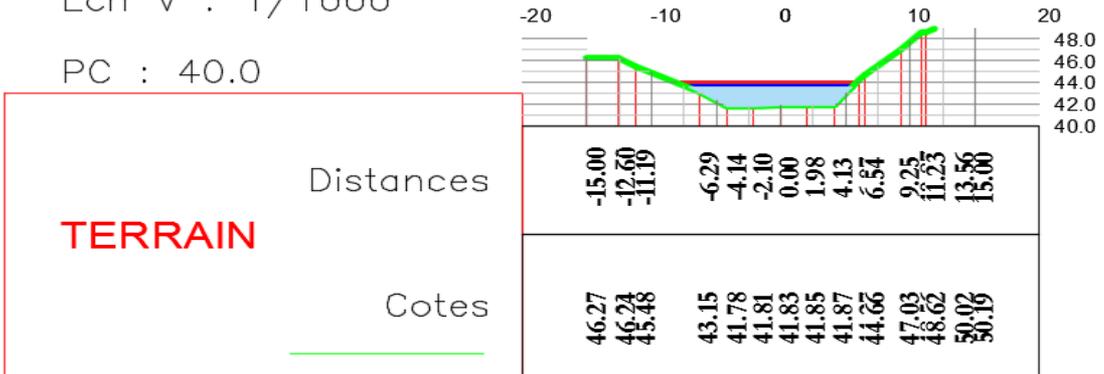


Figure III.23 : Section 11 :300 (point métrique)

Section 12 :330 (point métrique)

PL : 6
 PT : 0+330.00
 PK : 330.00m
 Ech H : 1/1000
 Ech V : 1/1000
 PC : 40.0

Section 12

Rive Gauche
Cevital **Rive Droite**



Figures III.24 : Section 12 :330 (point métrique)

III.8 Détermination de la section d'aménagement :

Nous adoptons une section rectangulaire ouverte avec 11 m à la base et de 4 m de hauteur.

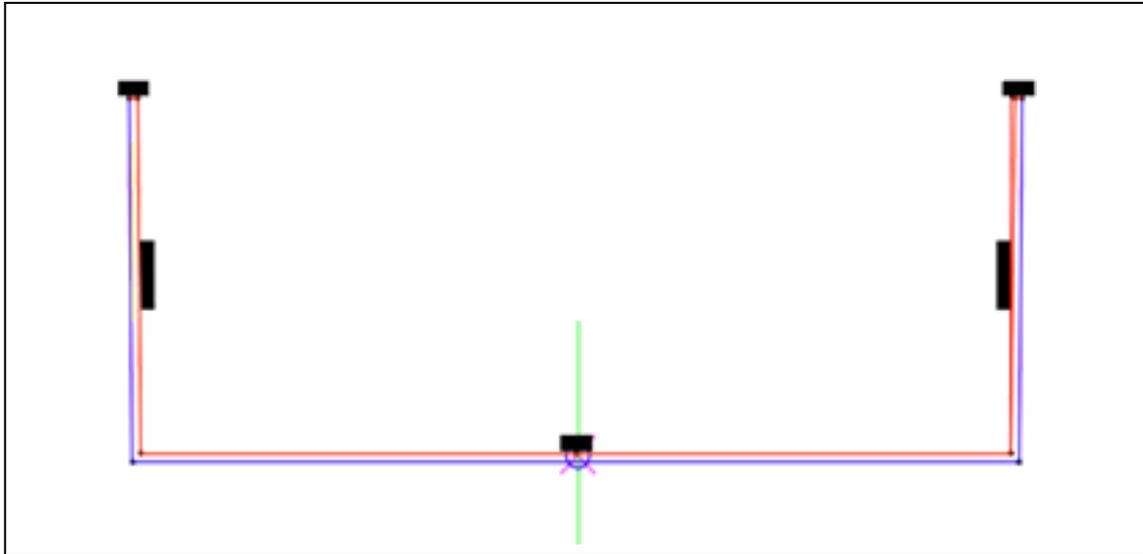


Figure III.25: coupe section adoptée.

Nous mettrons l'hypothèse d'introduire les sections rectangulaires en gardant les mêmes pentes que celles à l'état naturel correspondantes pour chaque section.

Nous appliquons la formule de Manning et nous aurons les résultats suivants :

Tableau III.4 : Résultats obtenus par HEC-RAS pour la section adoptée

Section 01 (5.14)	Section 02 (22.44)	Section 03 (41.96)	Section 04 (100)	Section 05 (129)	Section 06 (150)
Roughness Coefficient: 0.033					
Channel Slope: 0.01740 m/m	Channel Slope: 0.02550 m/m	Channel Slope: 0.02590 m/m	Channel Slope: 0.02180 m/m	Channel Slope: 0.02180 m/m	Channel Slope: 0.01200 m/m
Normal Depth: 1.63 m	Normal Depth: 1.43 m	Normal Depth: 1.43 m	Normal Depth: 1.51 m	Normal Depth: 1.51 m	Normal Depth: 1.84 m

Bottom Width: 11.00 m					
Discharge: 83.12 m³/s					
Flow Area: 17.88 m²	Flow Area: 15.77 m²	Flow Area: 15.69 m²	Flow Area: 16.60 m²	Flow Area: 16.60 m²	Flow Area: 20.22 m²
Wetted Perimeter: 14.25 m	Wetted Perimeter: 13.87 m	Wetted Perimeter: 13.85 m	Wetted Perimeter: 14.02 m	Wetted Perimeter: 14.02 m	Wetted Perimeter: 14.68 m
Hydraulic Radius: 1.25 m	Hydraulic Radius: 1.14 m	Hydraulic Radius: 1.13 m	Hydraulic Radius: 1.18 m	Hydraulic Radius: 1.18 m	Hydraulic Radius: 1.38 m
Top Width: 11.00 m					
Critical Depth: 1.80 m					
Critical Slope: 0.01281 m/m					
Velocity: 4.65 m/s	Velocity: 5.27 m/s	Velocity: 5.30 m/s	Velocity: 5.01 m/s	Velocity: 5.01 m/s	Velocity: 4.11 m/s
Velocity Head: 1.10 m	Velocity Head: 1.42 m	Velocity Head: 1.43 m	Velocity Head: 1.28 m	Velocity Head: 1.28 m	Velocity Head: 0.86 m
Specific Energy: 2.73 m	Specific Energy: 2.85 m	Specific Energy: 2.86 m	Specific Energy: 2.79 m	Specific Energy: 2.79 m	Specific Energy: 2.70 m

Froude Number: 1.16	Froude Number: 1.41	Froude Number: 1.42	Froude Number: 1.30	Froude Number: 1.30	Froude Number: 0.97
Flow Type: Supercritical	Flow Type: Subcritical				

Section 07 (184)	Section 08 (227)	Section 09 (250)	Section 10 (274)	Section 11 (300)	Section 12 (330)
Roughness Coefficient: 0.033	Roughness Coefficient: 0.033				
Channel Slope: 0.01200 m/m	Channel Slope: 0.01310 m/m	Channel Slope: 0.01530 m/m	Channel Slope: 0.01540 m/m	Channel Slope: 0.01810 m/m	Channel Slope: 0.02340 m/m
Normal Depth: 1.84 m	Normal Depth: 1.79 m	Normal Depth: 1.70 m	Normal Depth: 1.69 m	Normal Depth: 1.60 m	Normal Depth: 1.47 m
Bottom Width: 11.00 m	Bottom Width: 11.00 m				
Discharge: 83.5 m³/s	Discharge: 83.5m³/s				
Flow Area: 20.22 m²	Flow Area: 19.64 m²	Flow Area: 18.65 m²	Flow Area: 18.61 m²	Flow Area: 17.65 m²	Flow Area: 16.22 m²
Wetted Perimeter: 14.68 m	Wetted Perimeter: 14.57 m	Wetted Perimeter: 14.39 m	Wetted Perimeter: 14.38 m	Wetted Perimeter: 14.21 m	Wetted Perimeter: 13.95 m
Hydraulic Radius: 1.38 m	Hydraulic Radius: 1.35 m	Hydraulic Radius: 1.30 m	Hydraulic Radius: 1.29 m	Hydraulic Radius: 1.24 m	Hydraulic Radius: 1.16 m

Top Width: 11.00 m					
Critical Depth: 1.80 m					
Critical Slope: 0.01281 m/m					
Velocity: 4.11 m/s	Velocity: 4.23 m/s	Velocity: 4.46 m/s	Velocity: 4.47 m/s	Velocity: 4.71 m/s	Velocity: 5.13 m/s
Velocity Head: 0.86 m	Velocity Head: 0.91 m	Velocity Head: 1.01 m	Velocity Head: 1.02 m	Velocity Head: 1.13 m	Velocity Head: 1.34 m
Specific Energy: 2.70 m	Specific Energy: 2.70 m	Specific Energy: 2.71 m	Specific Energy: 2.71 m	Specific Energy: 2.74 m	Specific Energy: 2.81 m
Froude Number: 0.97	Froude Number: 1.01	Froude Number: 1.09	Froude Number: 1.10	Froude Number: 1.19	Froude Number: 1.35
Flow Type: Subcritical	Flow Type: Supercritical				

III.9 Conclusion :

- L'utilisation du modèle HEC-RAS, qui est un modèle unidimensionnel en tenant compte de la géométrie du lit et la qualité du sol a permis d'avoir les niveaux de la ligne d'eau à plusieurs points du lit de l'Oued pour chaque débit et de déterminer les différents paramètres hydrauliques sans avoir de débordement et ce à l'état naturel.
- Le calcul pour une section rectangulaire de base de 11 m, et une hauteur de 4 m avec des pentes variables suivant un relief naturel peut évacuer une crue centennale de 83.5m³/s avec une hauteur normale moyenne de 1.62 m sans qu'il y'est ni débordement ni inondation.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans notre travail, on peut déduire que l'aménagement des oueds contre les crues et les inondations est considéré comme étant une nécessité indispensable afin de réduire les dégâts humains, matériels et économiques. D'autre part l'aménagement des oueds dans les villes repose sur plusieurs critères, dépendants de, la topographie du terrain, la nature du terrain, la surface du bassin versant, la quantité de l'eau à évacuer et le plan d'urbanisation de l'agglomération.

Une description du site a été faite, puis on a entamé l'étude hydrologiques qui nous a permis de déterminer les débits maximaux que de l'oued puisse évacuer durant différentes périodes de retour, qui s'est fait par des méthodes empiriques, en prenant compte de la période de retour référence qui est 100 ans. Notre choix est basé sur la méthode qui nous a donné un débit maximum pour assurer la protection.

Notre objectif consiste à déterminer le débit maximum qui transite de l'oued Meliani de la ville d'El Kseur afin de protéger le milieu urbain et l'unité industrielle de groupe Cevital d'El Kseur qui est situé juste sur sa rive gauche de quelques mètres et, qui possède une station d'épuration des eaux usées.

La simulation hydraulique effectuée à l'aide du logiciel HEC-RAS n'a montré aucun débordement pour un débit centennal (de 100 ans). Bien entendu, en nous basant sur les différents résultats de la simulation ainsi que, des visites sur le terrain des agents du bureau d'étude avec qui nous avons collaboré, nous mettrons l'hypothèse d'introduire les sections rectangulaires en gardant les mêmes pentes que celles à l'état naturel correspondantes pour chaque section. Le calcul pour une section rectangulaire de base de 11 m, et une hauteur de 4 m avec des pentes variables suivant un relief naturel peut évacuer une crue centennale de $83.5 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une hauteur normale moyenne de 1.62 m sans qu'il y ait ni débordement ni inondation.

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

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

André Musy. Cours "Hydrologie générale", Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) Suisse, 2005.

BENINA Touabia, Manuel Pratique d'hydraulique, Institut de l'ENSH Blida, 2005.

CHAUMONT M. "Principes et méthodes en hydro climatologie", Université d'Alger

CHAUDHRY, H., Open channel flow, second edition springer, 2008.

DRH., Rapport d'étude d'avant-projet sommaire, Bejaia, **APS,** 2010.

Farés kessarsa, modélisation des écoulements souterrains dans les alluvions de la vallée de la Soummam, 2014.

HIGY Christophe, « Hydrologie appliquée ». Office Fédéral de l'éducation et de la science/Suisse, Edition H.G.A, Bucarest, 1998.

LABORDE, J.P. Elément d'hydrologie de surface *Edition 2000*, Nice

MUZY André et HIGY Christophe, « Hydrologie appliquée ». Office Fédéral de l'éducation et de la science/Suisse, Edition H.G.A, Bucarest, 1998.

P. Dubreuil, initiation a l'analyse hydrologique, paris, 1974.

SARI Ahmed Abdelwahed, « L'hydraulique de surface, cours et exercices », Université de Beb Ezzouar. Alger.

SOUKATCHOFF Merriem, « Eléments d'hydrologie et hydrogéologie », Ecole des mines de NANCY.

Bibliographie

TOUAIBIA. B, Manuel Pratique d'Hydrologie. *Presses Madani Frères*. Blida. Algérie,. 166 pages ,2004

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, HEC-RAS hydrologic engineering center rivers analyses system, Hydraulique Référence manuel, Avril 2016.

VAZQUEZ JOSE. Formation initiale : Hydraulique à surface libre. Ecole nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg.

VIZITREV, 1987, contribution a l'étude hydrologique de la vallée de l'oued Soummam, 1987.

Annexes

Figure AN.1 : *Pente Moyenne Bassin Versant Oued Meliani*

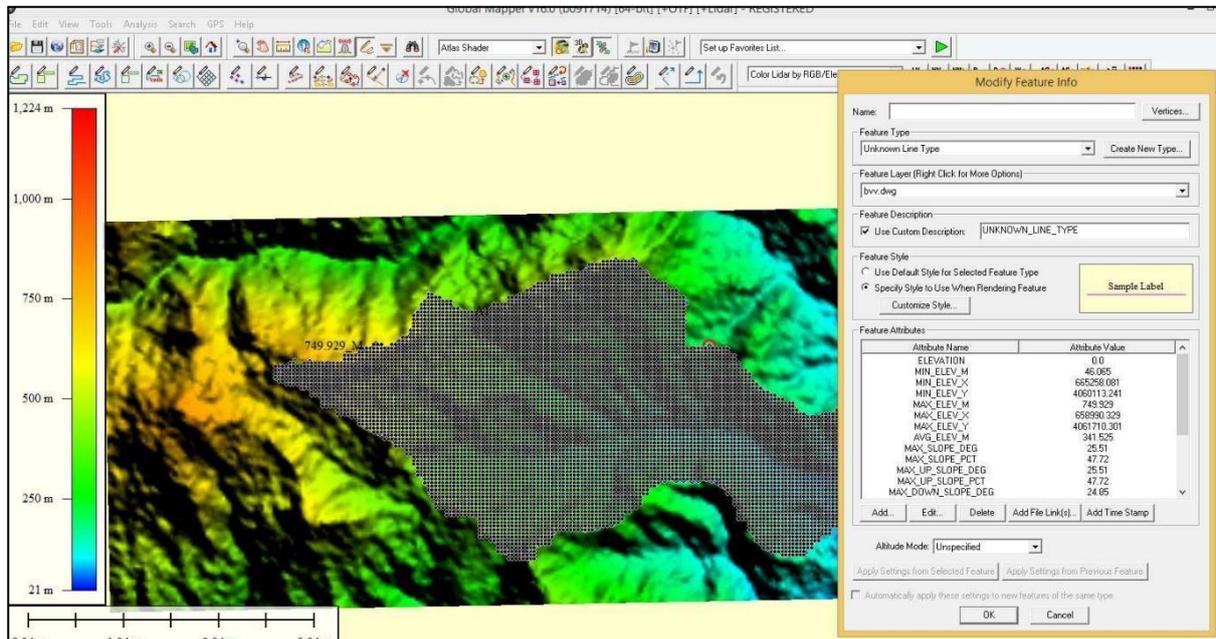


Tableau AN.1 : *Pente moyenne du bassin versant*

Pente		Pente en degré ou en Pourcentage
MAX_SLOPE_DEG	Pente Maximale en Degré	25.51
MAX_SLOPE_PCT	Pente Maximale en Pourcentage	47.72
AVG_SLOPE_DEG	Pente Moyenne en Degré	6.81
AVG_SLOPE_PCT	Pente Moyenne en pourcentage	11.94

Tableau AN.2 : Valeur de coefficient de Ruissellement suivant type d'occupation du Sol

<i>Nature d'Occupation au Sol</i>	<i>Coefficient de ruissellement</i>
<i>Commercial</i>	$0.7 < C < 0.95$
<i>Résidentiel :</i>	
<i>Lotissement</i>	$0.3 < C < 0.5$
<i>Collectifs</i>	$0.5 < C < 0.75$
<i>Habitat dispersé</i>	$0.25 < C < 0.4$
<i>Industriel</i>	$0.5 < C < 0.8$
<i>Par ces jardins publics</i>	$0.1 < C < 0.25$
<i>Terrains de sport</i>	$0.1 < C < 0.3$
<i>Terrains vagues</i>	$0.05 < C < 0.15$
<i>Terres agricoles :</i>	
<i>Drainées</i>	$0.05 < C < 0.13$
<i>Non Drainées</i>	$0.03 < C < 0.07$

TABLEAU AN.3 : Calcul de Hmoy

H	H+1	$h=(H+(H+1))/2$	si*h
40	50	45	7524945
50	60	55	8157197.95
60	70	65	18009049.5
70	80	75	16556690.3
80	90	85	16839711.3
90	100	95	28653309.1
100	110	105	20974310.7
110	120	115	29340704.4
120	130	125	32355571.3
130	140	135	36094312.8
140	150	145	38419566.9
150	160	155	45954274.5
160	170	165	44968298.1
170	180	175	48727514.5
180	190	185	54172256.9

Annexes

190	200	195	62757450.6
200	210	205	60125858.4
210	220	215	50111150.8
220	230	225	54828735.8
230	240	235	54682171.2
240	250	245	65197111.7
250	260	255	65839069.7
260	270	265	62830583.1
270	280	275	58347990.3
280	290	285	60366112.2
290	300	295	57565713
300	310	305	65009365.3
310	320	315	67181936.9
320	330	325	61510865
330	340	335	61900362
340	350	345	65210654.6
350	360	355	74198351.2
360	370	365	66584026.4
370	380	375	64282241.3
380	390	385	68544352.8
390	400	395	70366141.4
400	410	405	63009709.7
410	420	415	65070157.4
420	430	425	69685120.8
430	440	435	77429900
440	450	445	69348506.3
450	460	455	59719446.2
460	470	465	56327682
470	480	475	55910264.5
480	490	485	57278631

Annexes

490	500	495	54400505
500	510	505	42320252.4
510	520	515	37832878.5
520	530	525	41916052.5
530	540	535	37286771.5
540	550	545	26210379.8
550	560	555	21062749.5
560	570	565	18612591.6
570	580	575	18656496
580	590	585	14813510.4
590	600	595	1429052.3
600	610	605	10284038.1
610	620	615	10132260.3
620	630	625	11950937.5
630	640	635	11188884.2
640	650	645	9715396.35
650	660	655	7587867.15
660	670	665	7283518.9
670	680	675	7813732.5
680	690	685	9024690.05
690	700	695	9938354.05
700	710	705	10184965.8
Total			2770482258
H moyen			266.64

Résumé :

Notre objectif consiste à déterminer le débit maximum qui transite de l'oued Meliani de la ville d'El Kseur afin de protéger le milieu urbain de l'unité industrielle du groupe Cevital qui est situé juste sur sa rive gauche de quelques mètres et, qui possède une station d'épuration des eaux usées.

Notre étude comprend plusieurs parties fondamentales, qui sont :

- Une étude géologique et topographique de la zone.
- Une étude hydrologique du bassin versant pour quantifier le débit de crue probable.
- Une étude de dimensionnement du canal.

Mots clés : débit maximum, oued Meliani, débit de crue, étude hydrologique, bassin versant.

Abstract:

Our objective is to determine the maximum flow that passes through oued Meliani of the city of El Kseur in order to protect the urban environment and the industrial unit of Cevital group which is located just on its left bank of a few meters, it has a wastewater treatment plant.

Our study includes several fundamental parts, which are:

- A geological and topographical study of the area.
- A hydrological study of the watershed to quantify the probable flood flow.
- A sizing study of the canal.

Keywords: maximum flow, oued meliani, flood flow, hydrological studies, watershed.