

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS
DE LA VILLE DE ZEDDINE (W.AIN DEFLA)**

**Présenté Par :
BELAID Imene**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M. DJELLAB Mohamed	M.C.A	Président
M. BOUKHELIFA Mustapha	M.A.A	Examinateur
Mme. KAHLERRAS Malika	M.A.A	Examinatrice
Mme. TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M.SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session 2017- 2018

Dédicaces

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir ; Maman.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, source de joie et de bonheur, qui a toujours cru en moi ; Papa.

A ma sœur Amira, avec laquelle j'ai vécu les meilleurs souvenirs de mon enfance.

A mon frère Islam, en témoignage de fraternité qui nous uni et tous les moments que nous avons passé ensemble.

A mon frère le chouchou de la famille Alaa, en témoignage de l'amour et de l'affection que je porte pour toi.

A mes grands-parents, que je prie le bon Dieu de les garder et de les protéger.

A mes chères amies Farah, Ibtissem, Kahina, Linda, Lamia, Rayanne, Rabea, Sarra, Yasmine, Meriem, qui ont toujours su me faire rire dans mes moments les plus durs. Je ne peux trouver les mots justes pour vous exprimer mon amour vous êtes pour moi des sœurs sur qui je peux compter.

A la FRIMM notre devise seul on va plus vite ensemble on va plus loin avec de grands fous rires a pris tout son sens durant ce parcours.

A mes amis de promos qui m'ont accompagné durant ce long et dur chemin d'études.

A mon futur.

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur santé et de réussite.

Remerciement :

J'adresse mes remerciements aux personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire.

En premier lieu, je remercie mon promoteur monsieur Salah Boualem de m'avoir encadré, orienté, aidé, je le remercie aussi pour son temps qu'il a consacré à m'apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de ce mémoire et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude aux jurys :

A monsieur Djellab Mohamed qui me fait l'honneur de présider ce jury, ainsi que les membres du jury Mr Boukhelifa Mustapha, Mme Kahlerras Malika et Mme Tafat Leila pour leurs présences, pour leur lecture attentive de mon mémoire ainsi que pour les remarques qu'ils m'adresseront lors de cette soutenance afin d'améliorer mon travail.

Un grand merci à Mr Zeroual pour ces conseils pendant toute la période de l'élaboration de ce travail.

Je remercie mes très chers parents, Mohamed et Fatima Zohra, qui ont toujours été là pour moi. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier.

Je voudrai exprimer ma reconnaissance envers mes frères, ma sœur, mes amis et collègues qui m'ont apporté leurs supports moraux et intellectuels tout au long de ma démarche.

Je remercie enfin toutes personnes qui ont participé de près ou de loin à la réussite de ce travail et qui n'ont pas pu être cités ici.

ملخص

وادي "تيرسبارة" وروافده الواقع في إقليم ولاية عين الدفلى، كثيرا ما يتعرض للفيضانات في فترات الطوفان، مما يعرض مدينة زدين للخطر.

الهدف من هذا العمل هو تحديد نظام تهئية هيدروليكية ضد الفيضانات وإنجازه في الواد المار على مدينة زدين من أجل تفادي كل ضرر يحيط بهذه الأخيرة.

Résumé.

L'oued Tiresbara et ses affluents situés dans la wilaya d'Ain Defla est très souvent inondé en périodes de crues ce qui nuit à la ville de Zeddine par ses déversements excessifs.

L'objet de ce travail est d'étudier et déterminer un système d'aménagement hydraulique contre les inondations et le mettre en place sur l'oued traversant la commune de Zeddine en vue de sa protection.

Abstract

The wadi of Tiresabra and its tributaries located in the city of Ain Defla is very often exposed to flooding, which threatens the town of Zeddine by excessive spills. The purpose of this work is to set up a hydraulic flood control system on the wadi in order to avoid any problems of flood.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les inondations.....	3
I.1 Introduction	3
I.2 Qu'est-ce que le risque d'inondation ?.....	3
I.3 A quoi sert la connaissance du risque ?	3
I.4 Les inondations.....	3
I.5 Crue	4
I.6 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau.....	4
I.7 Classification générale des inondations.....	5
I.8 Les différents types d'inondations.....	5
I.9 Causes des inondations.....	7
I.10 Effets des inondations sur la santé humaine	8
I.11 Stratégie de lutte	8
I.12 Conclusion	9
Chapitre II : Présentation de la commune	10
II.1 Introduction	10
II.2 Situation géographique.....	10
II.3 Situation topographique	11
II.4 Situation géologique.....	11
II.5 Sismicité	11
II.6 Situation climatique.....	11
II.6.1 Climat.....	11
II.6.2 Précipitations	11
II.6.3 Température	12
II.6.4 Le vent.....	12
II.7 Réseau hydrographique	12

II.8 Situation hydrologique	12
II.9 Situation hydraulique	13
II.9.1 Alimentation en eau potable.....	13
II.9.2 Assainissement	13
II.10 Conclusion.....	13
Chapitre III: Etude hydrologique	14
III.1 Introduction.....	14
III.2 Définition du bassin versant.....	14
III.3 Caractéristiques hydro-morphométrique du bassin versant.....	14
III.4 Analyse des données pluviométriques	29
III.4.1 Précipitations :	29
III.4.2 Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.....	32
III.4.2 Choix de la loi d'ajustement	33
III.4.3 Pluies de courte durée	37
III.5 Evaluation des débits de crues	40
III.6 Hydrogrammes de crues	43
III-7 Conclusion :	49
Chapitre IV : Etude des cours d'eau naturels.....	50
IV.1 Introduction.....	50
IV.2 Généralités	50
IV.2.1 Ecoulement à surface libre.....	50
IV.2.2 Types d'écoulement.....	50
IV.2.3 Différent types de canaux	52
IV.2.4 Dimensionnement des canaux	53
IV.3 Simulation des oueds à leurs états naturels.....	55
IV.4 Conclusion	63

Chapitre V: Etude des variantes	64
V.1 Introduction.....	64
V.2 Principe d'aménagement.....	64
V.3 Etudes des variantes	66
V.3.1 Première variante : Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale)	66
V.3.2 Deuxième variante : Canal en béton armé	70
V.3.3 Troisième variante : Canal en enrochement.....	74
V.4. La variante choisie :	78
V.5. Conclusion :	78
Chapitre VI: Organisation de chantier.....	79
VI.1 Introduction.....	79
VI.2 Généralités	79
VI.2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	79
VI.2.2 Définitions des engins utilisés	80
VI.2.3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	81
VI.3 Devis quantitatif et estimatif du projet	82
VI.5 Conclusion	82
Conclusion générale	83
Références bibliographiques	84
Annexes	85

Liste des Figures :

Chapitre II : Présentation de la commune

Figure II-1 : Situation administrative de la ville de Zeddine.	10
---	----

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : Situation de la zone d'étude	14
Figure III-2 Délimitation des sous bassins versants.	15
Figure III-3 Carte hypsométrique.	17
Figure III-4 courbe hypsométrique n°1.....	18
Figure III-5 courbe hypsométrique n°2.....	19
Figure III-6: courbe hypsométrique n°3.	20
Figure III-7: courbe hypsométrique n°4.	21
Figure III-8: courbe hypsométrique n°5.	22
Figure III-9: ajustement à la loi de GEV.	34
Figure III-10: ajustement à la loi de Gumbel.....	35
Figure III-11: ajustement à la loi de Galton.....	36
Figure III-12: comparaison graphique des deux lois.	37
Figure III-13: courbe hauteur- durée- fréquence.	39
Figure III-14: Courbe Intensité- Durée- Fréquence.....	40
Figure III-15: hydrogramme de crues du BV 01.	44
Figure III-16: hydrogramme de crues du BV 02.	45
Figure III-17: Hydrogramme de crues du BV 03.....	46
Figure III-18: Hydrogramme de crues du BV 04.....	47
Figure III-19: Hydrogramme de crues du BV 05.....	48

Chapitre IV : Etude des cours d'eau naturels

Figure IV-1: Réseau hydrographique de la ville Zeddine.....	56
Figure IV-2: Les profils en travers d'Oued Zeddine.	57
Figure IV-3 Définition de la crue et des conditions aux limites.	58
Figure IV-4: Profil en long du tronçon 1 simulé.....	59
Figure IV-5: Section en travers du tronçon 1.....	59
Figure IV-6: Profil en long du tronçon 2 simulé.....	60

Figure IV-7: Section en travers du tronçon 2.....	61
Figure IV-8: Profil en long du tronçon 3 simulé.....	62
Figure IV-9: Section en travers du tronçon 3.....	62

Chapitre V : Etude des variantes

Figure V-1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses.	65
Figure V-2: Profil en travers d'Oued aménagé avec un recalibrage du lit naturel.	68
Figure V-3: Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs	69
Figure V-4 : Profil en travers de variante béton armé section trapézoïdale (tronçon 1).	72
Figure V-5 Profil en travers de variante béton armé section rectangulaire (tronçon 1).	72
Figure V-6 : Profil en travers de variante béton armé (tronçon 2).....	73
Figure V-7 Schéma type d'aménagement en enrochement	74
Figure V-8 : Profil en travers d'oued aménagé avec un canal en enrochement (premier tronçon)	76
Figure V-9 : Profil en travers d'oued aménagé avec un canal en enrochement (deuxième tronçon)	77

Liste des tableaux :

Chapitre II : Présentation de la commune

Tableau II-1 : Précipitations moyennes mensuelles (mm).....	12
---	----

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1 : les paramètres morpho-métriques et paramètres de formes des bassins versants.	17
Tableau III-2 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°1.	18
Tableau III-3 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°2.	19
Tableau III-4 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°3.	20
Tableau III-5: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°4.	21
Tableau III-6: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°5.	22
Tableau III-7: Les altitudes caractéristiques.	23
Tableau III-8: Indice de pente globale.	24
Tableau III-9: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°1.....	25
Tableau III-10: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°2.....	25
Tableau III-11: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°3.....	26
Tableau III-12: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°4.....	26
Tableau III-13: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°5.....	27
Tableau III-14: Indice de pente moyen.	27
Tableau III-15: tableau récapitulatif.	29
Tableau III-16: caractéristique de la station météorologique de référence.....	29
Tableau III-17: la série pluviométrique de la station d'El Touaibia.	30
Tableau III-18: les pluies maximales journalières.	31
Tableau III-19: récapitulatif des paramètres statistiques.	33
Tableau III-20: résultat d'ajustement à la loi de GEV.....	34
Tableau III-21: résultat d'ajustement à la loi de Gumbel.	35

Tableau III-22: résultat d'ajustement à la loi de Galton.	36
Tableau III-23: Pluies et Intensités maximales de durée t (h) et de période de retour (an)	38
Tableau III-24: Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.....	41
Tableau III-25: Récapitulation des pluies de courtes durées.	42
Tableau III-26: Récapitulation des débits de crues de Sokolovsky.	42
Tableau III-27: Récapitulation des débits de crues Turazza :.....	42
Tableau III-28: Hydrogramme de crue du bassin versant 1.....	44
Tableau III-29: Hydrogramme de crue du bassin versant 2.....	45
Tableau III-30: Hydrogramme de crue du bassin versant 3.....	46
Tableau III-31: Hydrogramme de crue du bassin versant 4.....	47
Tableau III-32: Hydrogramme de crue du bassin versant 5.....	48

Chapitre V: Etude de variante

Tableau V-1: Les valeurs du coefficient de rugosité.	66
Tableau V-2: Dimensions de l'aménagement d'Oued Tiresbara (recalibrage du lit naturel).	67
Tableau V-3: Paramètres d'écoulement de la variante recalibrage du lit naturel.	67
Tableau V-4: Résultats des contraintes tractrices.	70
Tableau V-5 : Devis de la variante (recalibrage du lit naturel).....	70
Tableau V-V-6: Dimensions de l'aménagement de variante béton armé (tronçon 1).	71
Tableau V-7: Paramètres d'écoulement de la variante béton armé (tronçon 1)	71
Tableau V-8 : Dimensions de l'aménagement de variante béton armé (tronçon 2). ...	72
Tableau V-9 : Paramètres d'écoulement (tronçon2).....	73
Tableau V-10 Devis de la variante (canal en béton armé).....	74
Tableau V-11 Dimensions de l'aménagement du canal enrochement (tronçon1).....	75
Tableau V-12 Paramètres d'écoulement du canal enrochement (tronçon 1).....	75
Tableau V-13 : Dimensions de l'aménagement (tronçon 2).....	76
Tableau V-14 : Paramètres d'écoulement (tronçon 2).....	77
Tableau V-15 : Estimation du cout de projet	78

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI-1: les rôles des responsables dans un chantier.....	79
Tableau VI-2: Engins utilisés.....	80
Tableau VI-3 : Le devis des différents travaux.....	82

La liste des planches :

Planche 01 : Levé topographique.

Planche 02 : Profil en long du tronçon n°1.

Planche 03 : Profil en long du tronçon n°2.

Planche 04 : Profil en long du tronçon n°3.

Planche 05 : Vue en plan des aménagements de protection contre les inondations.

Planche 06 : Coupes types des cours d'eau aménagés.

Liste des abréviations :

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

APC : Assemblée Populaire Communale.

BV : Bassin Versant.

CW : Chemin de la Wilaya.

DRE : Direction des ressources en eaux.

RN : Route Nationale.

Introduction générale

Les inondations constituent un risque majeur sur le territoire national, qui se manifeste de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Cet aléa peut être induit par, un important événement pluvieux, une imperméabilisation des sols ainsi qu'une urbanisation anarchique.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par la furie des eaux des oueds en crue.

C'est le cas de la ville de Zeddine qui a connu de nombreux épisodes occasionnant d'importants préjudices matériels et humains (ruissellement urbain, débordements et défoncement des voiries.....).

Face à cette situation alarmante, la protection de la ville et de sa population s'avère indispensable. Le but du projet consiste dans un premier temps à étudier l'inondation de la ville de Zeddine. Ensuite, réaliser un système de protection de la ville contre les crues d'oued Tiresbara par un aménagement hydraulique.

Le présent mémoire s'organise autour de six chapitres. Après introduction de notre problématique, le premier chapitre consiste à donner des notions générales sur ce phénomène et ces différentes caractéristiques.

Ensuite, dans le deuxième chapitre une présentation détaillée de la zone d'étude.

Sont présentées dans le troisième chapitre, l'ensemble des caractéristiques du bassin versant étudié, l'analyse des précipitations maximales journalières et la détermination des débits de crues.

Le quatrième chapitre sera consacré à l'étude des écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel afin d'identifier les zones sensibles aux risques de débordement.

Dans le cinquième chapitre, on va proposer des solutions d'aménagements sous forme de différentes variantes. Les résultats obtenus ainsi qu'une analyse comparative de point de vue technico-économique de ces dernières sont traités dans ce chapitre.

A la fin, une étude d'organisation de chantier visant à gérer le bon déroulement du projet et d'en faire une estimation du coût de l'aménagement.

Chapitre I : Généralités sur les inondations

I.1 Introduction

L'inondation en milieu urbain est l'un des risques récurrents en Algérie et plus particulièrement les zones à fortes densités urbaines, causant d'importants dégâts matériels ainsi que de regrettables pertes humaines.

Le but de ce chapitre consiste à donner des notions générales sur ce phénomène, ces différentes caractéristiques et ces principales causes qui le provoquent ainsi les préoccupations à prendre en compte dans le domaine de la protection contre les inondations.

I.2 Qu'est-ce que le risque d'inondation ?

Dans le domaine de la gestion des risques, les phénomènes naturels sont appelés des aléas. Étudier les aléas c'est chercher à caractériser ces phénomènes selon les principaux paramètres suivants : leur fréquence de survenance, leur intensité destructrice, leur étendue. En matière inondation, leur intensité s'exprime principalement, pour un endroit donné, par la hauteur de submersion, la vitesse de courant, la durée de submersion. Ces paramètres sont fournis, avec une précision plus ou moins grande, pour l'ensemble de la zone inondable par une crue de fréquence donnée. (Ledoux, 2006)

I.3 A quoi sert la connaissance du risque ?

Une politique de réduction de risque nécessite, pour être définie puis se décliner efficacement, une bonne estimation, de ce risque car celle-ci est indispensable pour définir les mesures permettant d'agir efficacement. La connaissance spatiale d'inondation (cartographie des zones inondables) est nécessaire à la maîtrise de l'urbanisation comme à la planification de la gestion des crises. La connaissance des paramètres de l'inondation (hauteur, durée) permet de définir les règles de construction et complétée la connaissance du déroulement des crues, elle permet de dimensionner les ouvrages de protection. (Ledoux, 2006)

I.4 Les inondations

Une inondation est une submersion rapide ou lente d'une zone habitée. C'est-à-dire une augmentation du débit du cours d'eau, lorsque Ce débit ne peut plus transiter dans le seul lit mineur, lieu des écoulements ordinaire. Il est souvent étendu aux

débordements d'ouvrages artificiels tels que les retenues d'eau ou les réseaux d'assainissement. Les inondations peuvent aussi se produire en amont des crues d'eau, suite à la génération de quantités importantes de ruissellement au niveau des terres cultivées par exemple. Ce ruissellement donne alors lieu à une inondation boueuse.

I.5 Crue

La crue est le fait qu'un cours d'eau déborde de son lit mineur après de fortes pluies, une fracture terrestre en profondeur qui libère des nappes phréatiques ou la fonte des neiges. Une crue se définit par différentes critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume. (Miller, 2010)

I.6 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau (Abdelbaki, 2011)

I.6.1 Lits du cours d'eau

Le lit d'une rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte, on conçoit que ses dimensions soient fortement liées aux régimes hydrologiques.

I.6.2 Lit mineur

Le lit mineur est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).

I.6.3. Lit moyen

Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve.

I.6.4. Lit majeur

Il comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle de crues exceptionnelles. On distingue deux types de zones :

- ❖ Les zones d'écoulement, au voisinage du lit mineur ou des chenaux de crues, où le courant a une forte vitesse.
- ❖ Les zones d'expansion de crues ou de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est-à-dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval.

I.6.5 Rive, Berge

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. sa localisation est donc assez précise. La rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestres. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

I.6.6 Ripisylve

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur.

I.7 Classification générale des inondations

On distingue deux types de classifications. Les inondations climatiques et les inondations non climatiques.

I.7.1 Les inondations climatiques

Il existe des inondations d'origine climatiques non pluviométrique liées à la fonte des neiges ou aux marées de tempêtes et des inondations d'origine pluviométrique. La classification habituelle résulte d'une combinaison entre l'intensité des précipitations (intensité, durée, cumul...) et les caractéristiques du bassin versant (pente, taille, lithologie...). (Vinet, 2010)

I.7.2 Les inondations non climatiques

Les inondations non climatique sont liée à des phénomènes aussi diverses que les tsunamis, des éruptions volcaniques sous-glaciaires, des ruptures de lac glaciaire ou des ruptures de barrage. (Vinet, 2010)

I.8 Les différents types d'inondations

Il est classique de distinguer au moins cinq types d'inondation :

I.8.1 Les inondations de plaine ;

I.8.2.1 Les inondations par crues torrentielles ;

I.8.3 Les inondations par ruissellement, en secteur urbain ou rural ;

I.8.4 Les inondations par remontées de nappes phréatiques ;

I.8.5 Les inondations marines (surcoté marine).

Dans les quatre premiers cas, le phénomène générateur est la pluie. Dans le dernier, il s'agit de phénomènes pour lequel l'action de la mer est le facteur principal déterminant la survenance désordres.

1.8.1 Les inondations de plaine

Les crues de plaine (on parle aussi de crues fluviales) surviennent à la suite d'épisode pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérée, s'abattant sur des sols ou le ruissellement est long à déclencher, le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux, le débordement du cours d'eau peut parfois être précédé de remontées des nappes phréatiques. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines. (Ledoux, 2006)

1.8.2 Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est extrêmement rapide, la décrue l'est également. On parle aussi de crues éclairs pour désigner des crues torrentielles survenant de très petits bassins versants et se formant en quelques heures.

De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point "hydrologiquement" le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures(ou 24 h pour certains hauteurs). Ces crues touchant principalement les zones de montagne, les cours d'eau du pourtour méditerranéen, mais aucune petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri. (Ledoux, 2006)

1.8.3 Les inondations par ruissellement en secteur urbain

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon qu'elles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise.

Les inondations par ruissellement concernant principalement les milieux urbanisés. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas. Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes

inondations lorsque les chenaux d'écoulement en site urbain sont devenus insuffisamment dimensionnés après urbanisation et imperméabilisation des sols.

1.8.4 Inondation par remontées de nappe

Lors des inondations survenues dans la vallée de la Somme et des affluents. Des vastes zones du plateau ont été soumises à des phénomènes de remontées de nappe phréatique, dans la dépression dites "vallées sèches", dans les caves et sous-sol, entraînant de nombreux mouvements de terrain. Ces crues de la Somme sont très lentes qui se développent sur plus de deux mois.

L'événement pluviométrique déclenchant s'analyse sur une longue période à partir d'une date conventionnelle de début de recharge des nappes jusqu'à l'apparition des désordres. Ces phénomènes étaient presque totalement méconnus (ou oubliés) jusqu'aux événements de la Somme.

1.8.5 Les inondations marines (surcoté marine)

Une submersion marine est une inondation temporaire et éventuellement épisodique de zone côtière générée par la mer voisine avec de l'eau, lors d'événements météorologiques (forte dépression et vent de mer) ou océanographique (houle, marée, tsunami) d'ampleur très inhabituelle elle commence lorsque les plus hauts jets d'eau de mer de la bordure maritime dépassent la crête des accumulations littorales provoquant un transfert d'eau et parfois de sédiments sur le versant terre du cordon littoral.

I.9 Causes des inondations

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

- ❖ Causes naturelles liées aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques attendues ou à un événement naturel (glissement de terrain qui empêche l'écoulement habituel de l'eau).
- ❖ Causes anthropiques directes, le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et la dégradation des sols. Certaines pratiques agricoles intensives peuvent accélérer le ruissellement de l'eau et en limiter l'infiltration.
- ❖ Causes humaines directes, établissements d'écluses de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau.

- ❖ Causes humaines indirects liée aux modifications climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraîne la fonte des glaciers et qui provoque une montée du niveau des océans des cours d'eau ou encore cela pourrait entraîner des cyclones plus intenses).

I.10 Effets des inondations sur la santé humaine

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées ce qui est claire ci-dessous :

❖ Services d'eau potable

- Arrêt de production.
- Mise en distribution d'eau non potable.
- Pression insuffisante.
- Modification des caractéristiques de l'eau distribuée.

❖ Services d'assainissement

- Aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infrastructures ou d'activités économiques.
- Pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration.

I.11 Stratégie de lutte

Elle est basé sur une évaluation des flux des zones inondables et une double approche préventative et curative. la gestion d'inondation vise à :

- ❖ Rétablir ou améliorer des capacités d'écoulement (entretien des berges, élimination des embâcles, curage....).
- ❖ Limiter l'imperméabilisation des sols en milieu urbain, création des espaces verts susceptible de servir de zone tampon. En milieu rurale, des pratiques culturelles plus adaptées et une gestion anticipatoire du ruissellement visant à stocker l'eau dès le haut de bassin versant et en la freinant et l'infiltrant mieux

via un réseaux de talus, haies, prairies et fossés permet de ne pas grossir les inondation en aval.

I.12 Conclusion

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes. Pour cette raison, le calcul des crues maximales est très essentiel pour remédier aux problèmes des inondations.

Chapitre II : Présentation de la commune

II.1 Introduction

La commune de Zeddine reconnaît une situation alarmante en matière de protection contre les inondations suite à la nature topographique du terrain qui n'était pas favorable à la projection d'autres ouvrages de rétention et d'accumulations en plus de l'existence des zones urbanisées à l'aval.

Afin d'éviter ces risques d'inondation la connaissance détaillée de la zone d'étude est indispensable. Ce présent chapitre est, donc, consacré à la présentation des caractéristiques propres de la ville de Zeddine (W.Ain Defla). Ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation topographique, géographique, géologique, climatologique et hydraulique.

II.2 Situation géographique

La zone d'étude de la ville Zeddine se situe à l'ouest du chef-lieu de la wilaya d'Ain Defla. Le territoire de la commune s'étend sur une superficie de 83 km² selon les services de l'APC. Cette agglomération est limitée :

- Au nord par la commune de Rouina.
- Au sud par la commune de Belaas.
- A l'est par la commune de Bourached.
- A l'ouest par la commune de Teberkanine.



Figure II-1 : Situation administrative de la ville de Zeddine

II.3 Situation topographique

Le sous bassin versant de Zeddine a un caractère moyennement accidenté avec des altitudes qui varient entre 183 et 1786m et des pentes qui varient entre 2% et 50%. Les altitudes sont maximales au sud et elle se diminue en direction du nord où on trouve les plus basses altitudes.

II.4 Situation géologique

Les caractères géologiques du sous bassin Zeddine laisse apparaître une grande diversité des formations superficielles.

Les formations prédominantes sont les schistes et les quartzites de l'albien. Ils se situent au milieu, à l'est, à l'ouest et un peu au sud du sous bassin versant.

En aval du sous bassin versant on trouve les alluvions actuelle et récent de la formation quaternaire constituée de sable, gravier et argile et le calcaire massif du jurassique inférieur (Lias) ainsi que les grès de la formation pliocène supérieur (Astien) et la formation miocène moyen et supérieur (Vindobonien).

Les formations en grès quartzeux de l'éocène inférieur et moyen (Yprésien) et les calcaires à silex et marno-calcaires de l'éocène supérieur sont situées en amont, au sud-ouest du sous bassin versant.

II.5 Sismicité

L'analyse sismique englobe dans notre cas l'Atlas Tellien et ses environs. D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas Tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin. La commune de Zeddine est donc implantée dans l'une des régions où la sismicité est importante.

II.6 Situation climatique

II.6.1 Climat

Le climat de la région étudiée est de type semi-aride caractérisé par l'été sec et chaud et l'hiver relativement froid et humide.

II.6.2 Précipitations

Dans la zone étudiée les précipitations sont caractérisées par la répartition irrégulière sur le territoire ce qui s'explique par le zonage vertical bien distinct et s'exprime par l'augmentation des précipitations en fonction de l'altitude.

Chapitre II

Présentation de la commune

La répartition interannuelle des précipitations accuse la présence de deux périodes bien distinctes :

Période humide (octobre – avril), durant laquelle il tombe 90% de la somme annuelle des précipitations, et la période sèche (du mai au septembre).

Tableau II-1 : Précipitations moyennes mensuelles (mm).

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	MA
P(mm)	18.74	22.98	38.1	31.45	44.94	34.48	29.77	39.82	21.9	3.54	1.38	4.98	292.1

(Source ANRH Alger, 1999-2004)

II.6.3 Température

Les températures moyennes de la région subissent des variations saisonnières. Les minimas thermiques sont généralement atteints en janvier, les maxima en juillet/aout qui peut atteindre les 41°C.

II.6.4 Le vent

Les vents prédominants sur le territoire étudié sont :

- ❖ Les vents venant de la Méditerranée et de l'Atlantique qui font adoucir la chaleur estival et en automne et en hiver (novembre – janvier) apportent des pluies.
- ❖ Les vents soufflent du sud et surtout le sirocco.

II.7 Réseau hydrographique

Le sous bassin versant de l'oued Zeddine se caractérise par une forte densité du réseau hydrographique qui se justifie par l'existence des pentes plus fortes et une formation superficielle moins perméables accroissant les grandes exportations des terres qui sont liées aux ruissellements.

II.8 Situation hydrologique

Le sous bassin de Zeddine situe sur le moyen Chélif au sud de la wilaya de Ain Defla occupant une bonne partie du massif de l'Ouarsenis avec une superficie de 850 km² dont 38.82 km² revenant à la wilaya de Tissemsilt.

Le sous bassin est drainé par l'oued traversant la ville Zeddine (Rouina) qui s'écoule facilement vers le nord à cause de l'inclinaison de son lit 2%. La densité du

réseau hydrographique du bassin versant est de 2.83km/ km² une densité importante qui donne la possibilité d'un drainage rapide des versants.

II.9 Situation hydraulique

II.9.1 Alimentation en eau potable

La principale source desservant en eau potable de la ville est constituée par les eaux souterraines .Actuellement la ville de Zeddine est alimentée en eau potable à partir de 3 forages.L'eau est captée et refoulée vers les deux réservoirs dominant la ville :

- ❖ Un réservoir circulaire semi-enterré d'une capacité de 150 m³ pour l'ancienne ville de Zeddine.
- ❖ Un réservoir circulaire semi-enterré d'une capacité de 2000m³ pour Sidi Kadour.

II.9.2 Assainissement

L'agglomération de la ville Zeddine est dotée d'un réseau de collecte des eaux usées domestique et pluviales qu'est composé par des collecteurs de diamètres qui varient de Φ 300 et Φ 800 et le collecteur principal de diamètre Φ 1200 , rejette les effluents dans l'oued à l'aval de la ville.

II.10 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu avoir collecté toutes les données nécessaires pour ce projet en ce qui concerne la situation géographique de la ville à étudier, ses données naturelles et celles climatiques, et enfin la situation hydraulique afin de pouvoir entamer dans le chapitre qui suit le calcul hydrologique de notre étude.

Chapitre III: Etude hydrologique

III.1 Introduction

Les inondations, un phénomène naturel et problème majeur dans toute civilisation urbaine. Engendrée par un évènement pluvieux extrême dont les effets sont souvent intensifiés par une imperméabilisation des sols ainsi qu'une urbanisation anarchique, ce qui nous pousse à faire une étude des différents aspects du ruissellement ainsi les pluies maximales journalières afin de déterminer la pluviométrie maximale journalière à différents fréquences et faire le calcul des pluies de courtes durées et des débits maximums de crues.

III.2 Définition du bassin versant

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

III.3 Caractéristiques hydro-morphométrique du bassin versant

Les différents paramètres morpho-métriques sont calculés à partir de la carte d'état-major d'EL ATTAF à l'échelle 1/50 000 et à l'aide du logiciel ArcMap 10.2.2.

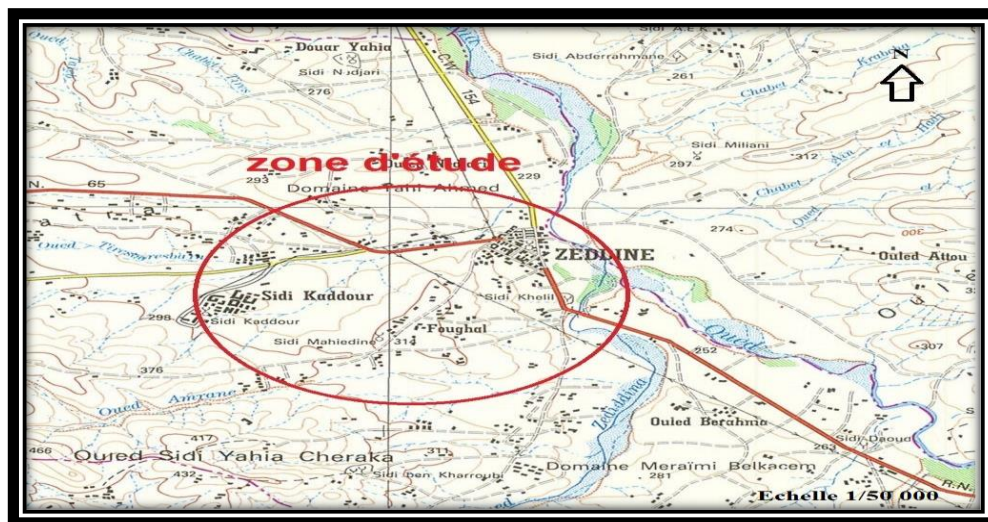


Figure III-1 : Extrait de la carte d'état-major (Source : DRE Ain-Defla, 1993).

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant jouent un rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique, ils interviennent également dans le calcul des formules empiriques.

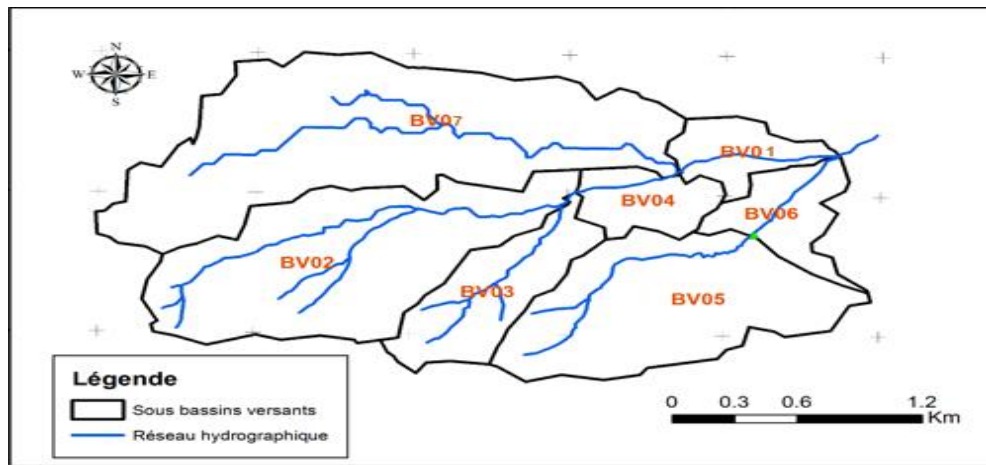


Figure III-2 Délimitation des sous bassins versants.

III.3.1 La Surface (S)

Définie comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau principal et ses affluents cette surface est séparée par une ligne de partage des eaux.

III.3.2 Le Périmètre (P)

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

III.3.3 Caractéristiques de formes

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques.

III.3.3.1 Indice de compacité de Gravelius K_c

Appelé aussi indice de forme .L'estimation de ce paramètre permet de tirer la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

$$K_C = \frac{P_{BV}}{2\sqrt{\Pi S_{BV}}} \quad (\text{III.1})$$

P_{BV} : Périmètre du bassin versant en (km).

S_{BV} : Surface du bassin versant en (Km²).

III.3.3.2 Rectangle équivalent

Cette notion traduit une transformation géométrique dont laquelle on assimile le bassin versant à un rectangle équivalent ayant le même périmètre et la même surface.

Soit :

$$\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right] L = \frac{K_C \sqrt{A}}{1.12} \quad (\text{III.2})$$

$$\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right] l = \frac{K_C \sqrt{A}}{1.12} \quad (\text{III.3})$$

L : La longueur du rectangle.

K_C : l'indice de compacité.

l : La largeur du rectangle.

La planimétrie des paramètres morpho-métriques de différents sous bassins versant a été évaluée à :

Tableau III-1 : les paramètres morpho-métriques et paramètres de formes des bassins versants.

BV	Surface (Km²)	Périmètre (Km)	Kc	L (km)	l (km)
1	4.15	10.49	1.44	4.23	0.98
2	1.38	5.89	1.40	2.33	0.59
3	0.49	3.3	1.32	1.24	0.39
4	2.17	7.6	1.45	3.07	0.71
5	1.01	4.7	1.31	1.76	0.57

III.3.4 Les reliefs

III.3.4.1 Répartition des courbes hypsométriques

Elles sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Elles expriment la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

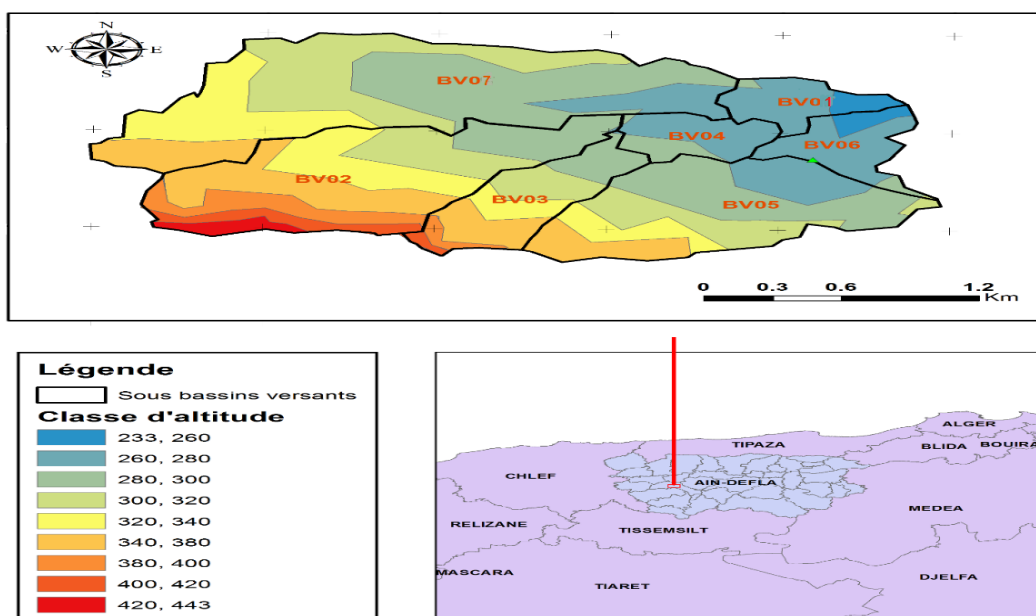


Figure III-3 Carte hypsométrique.

Tableau III-2 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°1.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km ²	Surfaces partielles Si %	Surfaces cumulée %	Surfaces Si x Hi
1	443-420	0.07	1.68	1.68	30.205
2	420-400	0.127	3.06	4.74	52.07
3	400-380	0.208	5.00	9.74	81.12
4	380-340	0.689	16.58	26.32	248.04
5	340-320	0.743	17.88	44.20	245.19
6	320-300	0.907	21.82	66.03	281.17
7	300-280	1.064	25.60	91.63	308.56
8	280-260	0.348	8.37	100	93.96
-	Total	4.15	100	-	1340.315

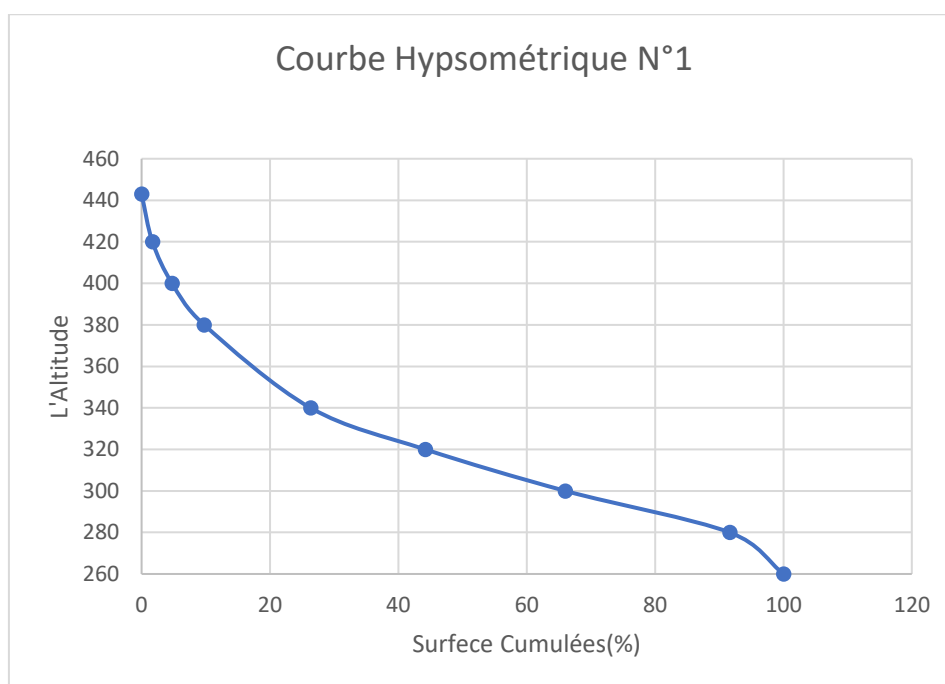


Figure III-4 courbe hypsométrique n°1.

Tableau III-3 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°2.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km ²	Surfaces partielles Si %	Surfaces cumulée %	Surfaces Si x Hi
1	443-420	0.07	4.92	4.92	30.205
2	420-400	0.11	7.72	12.64	45.1
3	400-380	0.177	12.43	25.07	69.03
4	380-340	0.376	26.40	51.47	135.36
5	380-320	0.273	19.17	70.64	90.09
6	320-300	0.211	14.82	85.46	65.41
7	300-280	0.206	14.47	99.93	59.74
8	280-260	0.001	0.07	100	0.27
-	Total	1.42	100	-	495.205

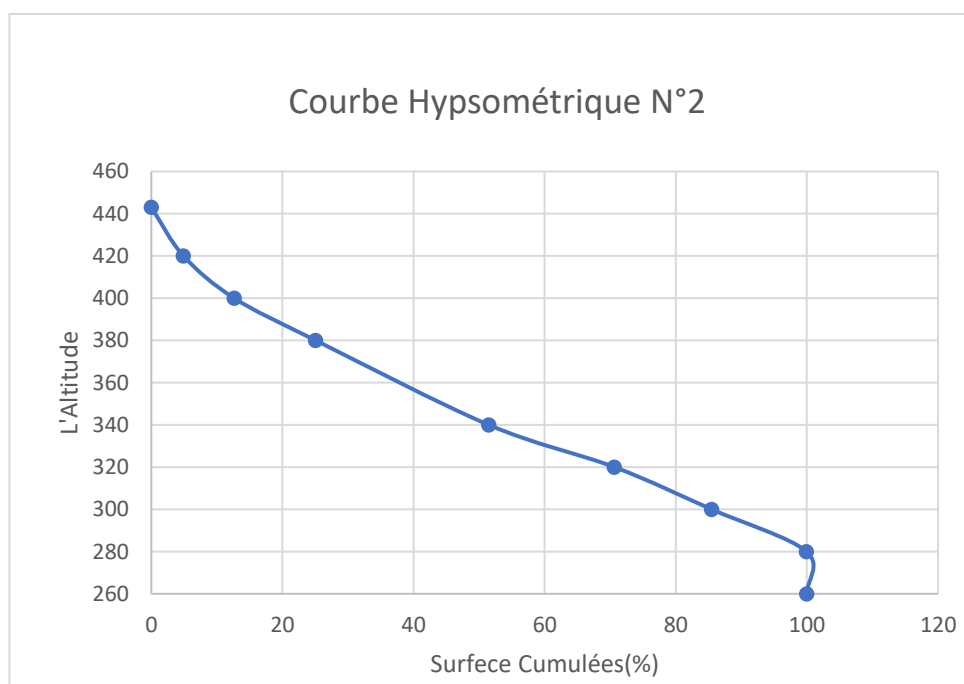
**Figure III-5** courbe hypsométrique n°2.

Tableau III-4 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°3.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km ²	Surfaces partielles Si %	Surface cumulée %	Surfaces Si x Hi
1	420-400	0.017	3.41	3.41	6.97
2	400-380	0.031	6.21	9.62	12.09
3	380-340	0.138	27.66	37.27	49.68
4	340-320	0.082	16.43	53.71	27.06
5	320-300	0.122	24.44	78.16	37.82
6	300-280	0.108	21.64	99.80	31.32
7	280-260	0.001	0.20	100	0.27
-	Total	0.499	100	-	165.21

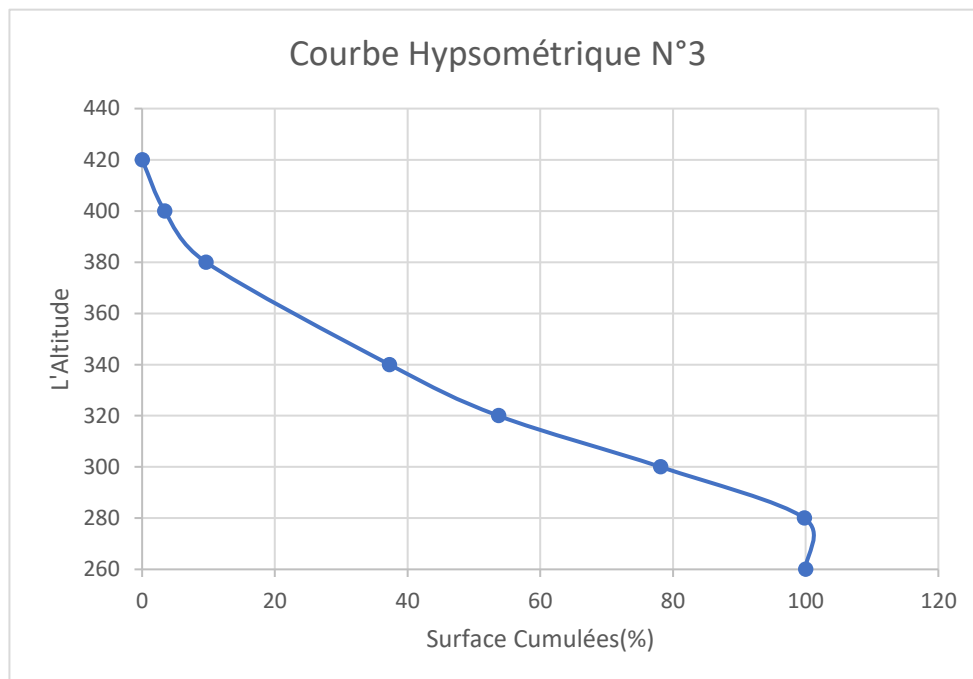


Figure III-6: courbe hypsométrique n°3.

Tableau III-5: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°4.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km²	Surfaces partielles Si %	Surfaces cumulée %	Surfaces Si x Hi
1	443-420	0.07	3.22	3.22	30.205
2	420-400	0.127	5.84	9.053	52.07
3	400-380	0.208	9.56	18.61	81.12
4	380-340	0.514	23.62	42.23	185.04
5	340-320	0.355	16.31	58.55	117.15
6	320-300	0.333	15.30	73.85	103.23
7	300-280	0.383	17.60	91.45	111.07
8	280-260	0.186	8.55	100	50.22
-	Total	2.17	100	-	730.105

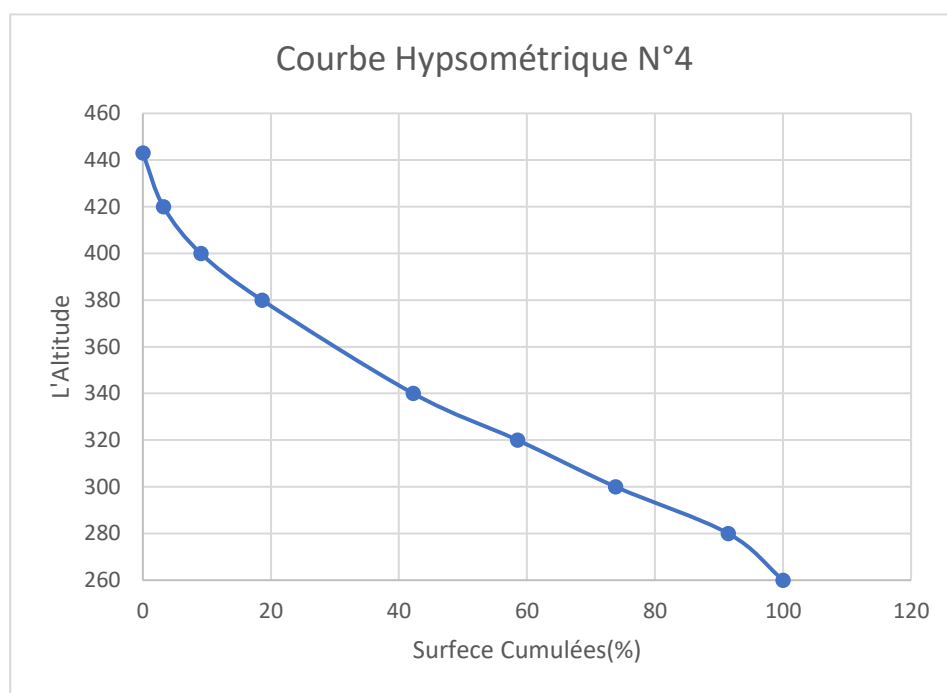
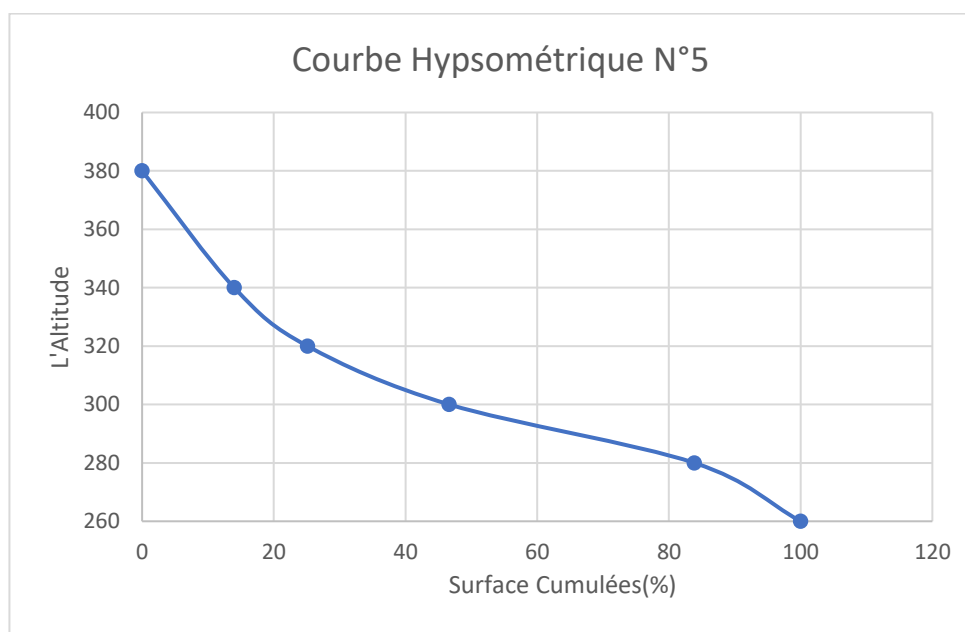


Figure III-7: courbe hypsométrique n°4.

Tableau III-6: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes bassin n°5.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Surfaces partielles Si Km ²	Surfaces partielles Si %	Surfaces cumulée %	Surfaces Si x Hi
1	380-340	0.14	13.46	13.46	50.4
2	340-320	0.12	11.54	25	39.6
3	320-300	0.23	22.11	47.11	71.3
4	300-280	0.41	39.42	86.53	118.9
5	280-260	0.14	13.46	100	37.8
-	Total	1.04	100	-	318

**Figure III-8:** courbe hypsométrique n°5.

III.3.4.2 Les altitudes caractéristiques

Elles sont Tirées directement de la carte d'état-major.

- ❖ L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.
- ❖ Les altitudes fréquentielles $H_{5\%}$, $H_{50\%}$ et $H_{95\%}$ sont déterminées sur la courbe hypsométrique.

❖ L'altitude moyenne est calculée comme suite :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (III.4)$$

$$H_i = \frac{H_n + H_{n+1}}{2} \quad (III.5)$$

H_i : L'altitude moyenne entre deux courbe de niveau consécutive.

S_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutive (km²).

S : surface totale du bassin versant en km².

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III-7: Les altitudes caractéristiques.

N° du sous bassin versant	Altitudes maximales en m	Altitudes minimales en m	H moy (m)	H95% (m)	H50% (m)	H5% (m)
SBV ₁	443	233	322.97	274	314	440
SBV ₂	443	260	343.73	288	342	420
SBV ₃	422	260	332.08	286	324	394
SBV ₄	443	258	336.45	274	330	420
SBV ₅	380	260	305.76	268	298	366

III.3.4.3 Indice de pente globale I_g

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Il est calculé comme suite :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{50} - H_{95}}{L} \quad (III.6)$$

Où :

D : la dénivelée simple.

L : La longueur du rectangle équivalent.

Tableau III-8: Indice de pente globale.

Bassin versant	unité	BV ₀₁	BV ₀₂	BV ₀₃	BV ₀₄	BV ₀₅
Ig	m/km	47.56	54.56	93.91	45.34	64.47

III.3.4.4 Indice de pente de roche Ip

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi et Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I = (1/\sqrt{Lr}) \sum \sqrt{Si(Hi - Hi - 1)} \quad (\text{III.7})$$

Où :

Lr : longueur du rectangle (Km).

Si : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbe de niveau Hi et Hi-1.

l : largeur du rectangle (Km).

Tableau III-9: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°1.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
1	443-420	20	1.68	6.22
2	420-400	20	3.06	7.82
3	400-380	20	5.00	10.00
4	380-340	40	16.58	25.75
5	340-320	20	17.88	18.91
6	320-300	20	21.82	20.89
7	300-280	20	25.60	22.63
8	280-260	20	8.37	12.94
-	-	-	100	125.17

Tableau III-10: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°2.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
1	443-420	23	4.92	10.63
2	420-400	20	7.72	12.43
3	400-380	20	12.43	15.77
4	380-340	40	26.40	32.50
5	380-320	20	19.17	19.59
6	320-300	20	14.82	17.21
7	300-280	20	14.47	17.01
8	280-260	20	0.07	1.19
-	Total	-	100	126.32

Tableau III-11: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°3.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
1	420-400	20	3.41	8.25
2	400-380	20	6.21	11.15
3	380-340	40	27.66	33.26
4	340-320	20	16.43	18.13
5	320-300	20	24.45	22.11
6	300-280	20	21.64	20.81
7	280-260	20	0.20	2.00
-	Total	-	100	115.71

Tableau III-12: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°4.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
1	443-420	20	3.22	8.02
2	420-400	20	5.84	10.80
3	400-380	20	9.56	13.83
4	380-340	40	23.62	30.74
5	340-320	20	16.31	18.06
6	320-300	20	15.30	17.49
7	300-280	20	17.60	18.76
8	280-260	20	8.55	13.08
-	Total	-	100	130.79

Tableau III-13: Répartition altimétrique des superficies du bassin n°5.

N°	Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
1	380-340	40	13.46	23.66
2	340-320	20	11.54	14.91
3	320-300	20	22.11	20.75
4	300-280	20	39.42	27.28
5	280-260	20	13.46	17.97
-	Total	-	100	104.57

Tableau III-14: Indice de pente moyen.

Bassin versant	unité	BV ₀₁	BV ₀₂	BV ₀₃	BV ₀₄	BV ₀₅
indice de pente moyen Ip	m/km	1.39	2.61	3.02	2.45	2.54

III.3.4.5 Densité de drainage

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs du bassin versant, à la surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km².

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad (III.8)$$

$\sum Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i en Km.

S : surface du bassin versant en Km².

III.3.4.6 Pente moyenne du cours d'eau principal « Ic »

Elle nous permet de déterminer la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.9})$$

ΔH : dénivelée entre 2 points suffisamment distants en m.

ΔL : distance entre ces 2 points en Km.

III.3.4.7 Temps de concentration

C'est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement, pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques. Il est calculé par la méthode de **KIRPICH** soit :

$$T_c = \frac{0.000325 L_{cp}^{0.77}}{I^{0.385}} \quad (\text{III.10})$$

Avec

L_{cp} : longueur du cours d'eau principale en (m).

I : Dénivelée = $(H_{\max} - H_{\min}) / L_{cp}$.

III.3.4.8 Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \quad (\text{III.11})$$

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal.

t_c : temps de concentration.

Tableau III-15: tableau récapitulatif.

N°	Σ Longueur des CD(m)	Temps de concentration (h)	Densité de drainage (Km/Km ²)	La pente du cours d'eau (m/km)	Vitesse de ruissellemen t (m/s)	Longueur de talweg(m)
BV01	10.54	0.51	3.02	0.0553	6.84	3.49
BV02	3.86	0.37	1.6	0.0756	6.54	2.42
BV03	1.67	0.16	1.45	0.1495	7.19	1.15
BV04	6.1	0.48	1.89	0.0558	6.71	3.22
BV05	1.86	0.24	1.22	0.0789	6.33	1.52

III.4 Analyse des données pluviométriques

III.4.1 Précipitations :

L'étude des précipitations porte sur les précipitations maximales journalières compte tenu sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique.

La répartition mensuelle de la station pluviométrique la plus proche de la région d'étude est donc la station **d'El Touaibia** qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau III-16: caractéristique de la station météorologique de référence.

Nom station	Code	Coordonnées Lambert		Altitude
		X	Y	Z (m)
EL TOUAIBIA	011901	430.85	313.35	350

(Source : ANRH Blida)

Chapitre III

Etude hydrologique

Les résultats de l'analyse statistique des données disponibles sur les précipitations à la station Météorologique d'El Touaibia sont récapitulés dans le tableau au-dessous :

Tableau III-17: la série pluviométrique de la station d'El Touaibia.

année	sept	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avr.	mai	juin	juil.	aout
1971	5	6	39.3	13.6	69.8	21.5	29.6	9.6	15.4	3.1	0	15.2
1972	4.1	14.3	19.3	6	14.1	18.7	13.9	12.5	0.2	9.2	0.6	5.5
1973	16.7	0.6	10.9	43.4	2.3	18	54.7	20.2	4.1	8.5	0.3	1.3
1974	14	20.8	10.8	0.6	4.5	21.9	13.3	22.7	13.5	11.5	0	6.3
1975	3.3	1	19.2	23.2	18.9	45.5	5.6	3.8	26.7	12.8	1.7	7.1
1976	10.7	28.2	23	10.6	17.3	10	5	22.3	12	15	0.6	0
1977	1.5	5.5	18.6	20	19	10	12.1	15.4	22.6	10	0	0
1978	0	42	15.4	6	13	14.5	40.5	10.3	12	5.7	0.8	0.5
1979	19.5	17	9.1	16.5	15.5	7.3	17.8	23.4	12.3	0.5	0	13
1980	4.5	3.7	5.2	26.5	2.5	12.2	12.2	16.4	10.2	0.5	3.2	6.4
1981	0.9	2.5	0	13.2	10.8	18.3	9.6	9.5	12.4	2.5	0	1
1982	4.4	20.8	13.9	10	0	14.2	7.6	7	0	0	5	1
1983	0	3	15.2	5.4	0	13.5	17.8	13.5	29	19.4	0	0
1984	5.5	17.1	25.3	23.5	7.8	15	10	4.2	16.6	0.5	0	0
1985	8	1	16.9	15	64	21.6	20	0	0.5	3	4.2	0
1986	5.2	10	19.6	26.5	20	20	5.8	0	1.6	2.5	6.5	0
1987	1.4	9.3	9.1	4	7	2.5	14.3	9.5	8	11.5	0	1.4
1988	10	10	3	21.5	1.5	4.5	32	5.5	11.5	10.8	0	18
1989	5.6	0	8	5.3	19.2	0	9	9.4	18	0	6.8	20.5
1990	3.8	3	7.6	6.7	8	9.5	20.5	5	4.8	3.5	1	3.4
1991	0	11.4	6.5	2.4	17	4.2	8.6	18.6	12.9	7.2	0.9	8.8
1992	6.6	18.4	9	6.2	1.2	12	5.5	20.7	11.6	0	0.4	1.1
1993	21.9	6.8	4.8	16	13.4	18.5	2	10.8	3.1	0	0	0
1994	33.2	14.8	7.4	32.2	25	11.1	18.9	6.9	0.6	6.8	0	0.6
1995	14.2	7.1	15.4	6.2	13.5	19.6	26.9	17	4.7	7.2	8.3	1.5
1996	15.7	30.3	3.1	7.8	11.7	5	0.1	38	10.8	0.4	4.8	5.5

Chapitre III

Etude hydrologique

1997	14.3	10.4	7.7	6.6	5.5	4.1	3.8	14.2	40	6.4	0	1
1998	2.9	20	3	1.9	24.4	17.3	35.1	2.1	3.7	6.7	0	8.7
1999	5.5	7.7	11.1	14.8	2.1	0.8	2.8	6.2	1.8	2.8	0	0
2000	11.7	6	24.2	5.6	13.3	5.3	0.4	20.7	2	0	0	0.5
2001	12.5	3.7	12.9	8.8	13.3	3.6	13.5	5.7	9.6	0.9	0	4.8
2002	0.8	10.2	13.4	9.6	17	18.2	6.9	13.8	9.3	2.1	1	0
2003	27	8	11.5	17.5	14.4	16.3	13.3	12.3	7.8	1.9	3.9	5.5
2004	11.4	17.4	15.7	11.1	23.6	19.6	10.4	8.4	1.1	0.1	0	0
2005	5.5	23.7	18.2	17.1	12	13.2	8.5	6.7	23.2	1.4	0	1.4
2006	5	0	1.4	19.2	5.9	9.6	27.3	16.8	2.7	0	0.5	0
2007	30	15.9	34.9	7.4	9.1	7.2	5.5	4.4	10.7	10	2.5	0
2008	11.2	21.6	26.4	42.1	11.2	3.3	14.6	16.6	8.4	0	0.4	0.3
2009	16.1	3.5	12.8	25.9	9.2	20.4	25.9	11.8	8.9	0.9	0	30.7
2010	2.5	16.7	8.2	9.2	24.3	28.6	8.4	9.5	8.1	24.2	3	0
2011	2.3	12.1	8.6	14.2	4.3	16.3	21.7	33.7	6.6	1.2	0	0
2012	1.3	13.2	15.4	1.4	10.3	21.5	8.5	47.8	18.6	0	0	3

(Source : ANRH Blida, 1971-2012)

Tableau III-18: les pluies maximales journalières.

année	Max annuel	année	Max annuel
1971	69.8	1992	20.7
1972	19.3	1993	21.9
1973	54.7	1994	33.2
1974	22.7	1995	26.9
1975	45.5	1996	38
1976	28.2	1997	40
1977	22.6	1998	35.1
1978	42	1999	14.8
1979	23.4	2000	24.2

1980	26.5	2001	13.5
1981	18.3	2002	18.2
1982	20.8	2003	27
1983	29	2004	23.6
1984	25.3	2005	23.7
1985	64	2006	27.3
1986	26.5	2007	34.9
1987	14.3	2008	42.1
1988	32	2009	30.7
1989	20.5	2010	28.6
1990	20.5	2011	33.7
1991	18.6	2012	47.8

(Source : ANRH Blida, 1971-2012)

III.4.2 Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières

III.4.2.1 La moyenne arithmétique

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{45} x_i}{n} \quad (\text{III.12})$$

III.4.2.2 La variance

$$\sigma_X^2 = \frac{\sum_{i=1}^{45} (x_i - \bar{X})^2}{(n-1)} \quad (\text{III.13})$$

III.4.2.3 L'écart type

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad (\text{III.14})$$

III.4.2.4 Coefficient de variation

$$Cv = \frac{\sigma_X}{\bar{X}} \quad (\text{III.15})$$

III.4.2.5 Coefficient d'asymétrie

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{44} (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)\tau^3} \quad (\text{III.16})$$

Tableau III-19: récapitulatif des paramètres statistiques.

Nombre d'observations	42
Maximum	69
Minimum	13
Moyenne	29.3
Ecart-type	12.6
Médiane	26
Coefficient de	0.43
Coefficient	1.43
Exposant climatique	0.29

III.4.2 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. (TOUAIBIA, 2004)

III.4.2.1 Ajustement par la loi GEV

Afin de choisir la loi d'estimation, nous avons effectué un ajustement de la série des pluies maximales journalières à l'aide du logiciel Hyfran on passant par les étapes suivantes :

- Démarrage du logiciel.
- Classement de la série des précipitations.
- Insertion de données de la série pluviométrique dans le logiciel.
- Choix de la formule de probabilité empirique (formule de Hazen).
- Ajustement à la loi GEV (méthode maximum de vraie semblance).
- Extraire les caractéristiques empiriques de la courbe.

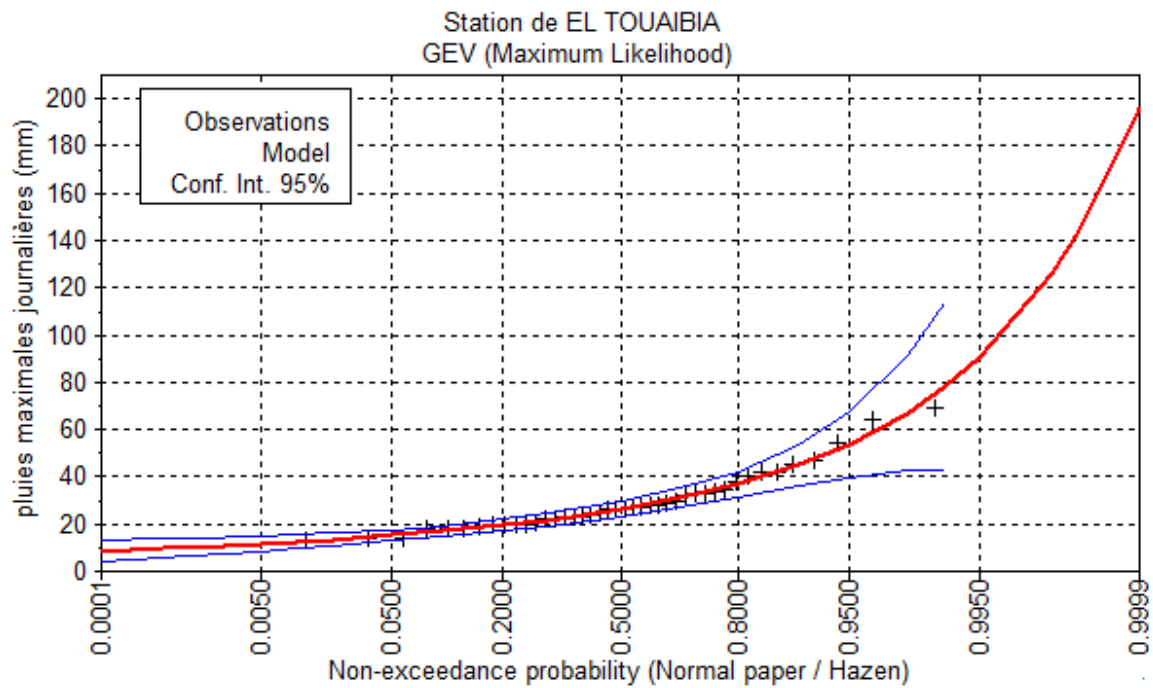


Figure III-9: ajustement à la loi de GEV.

Tableau III-20: résultat d'ajustement à la loi de GEV.

Périodes de retours	Fréquences	Valeurs théoriques	Ecart-type
T	q	XT	δ
100	0.99	78.1	18
50	0.98	66.9	12.4
20	0.95	53.8	7.11
10	0.9	44.9	4.51
5	0.8	36.8	2.85

III.4.2.2 Ajustement par la loi Gumbel

On applique les mêmes étapes citées dans la méthode précédente :

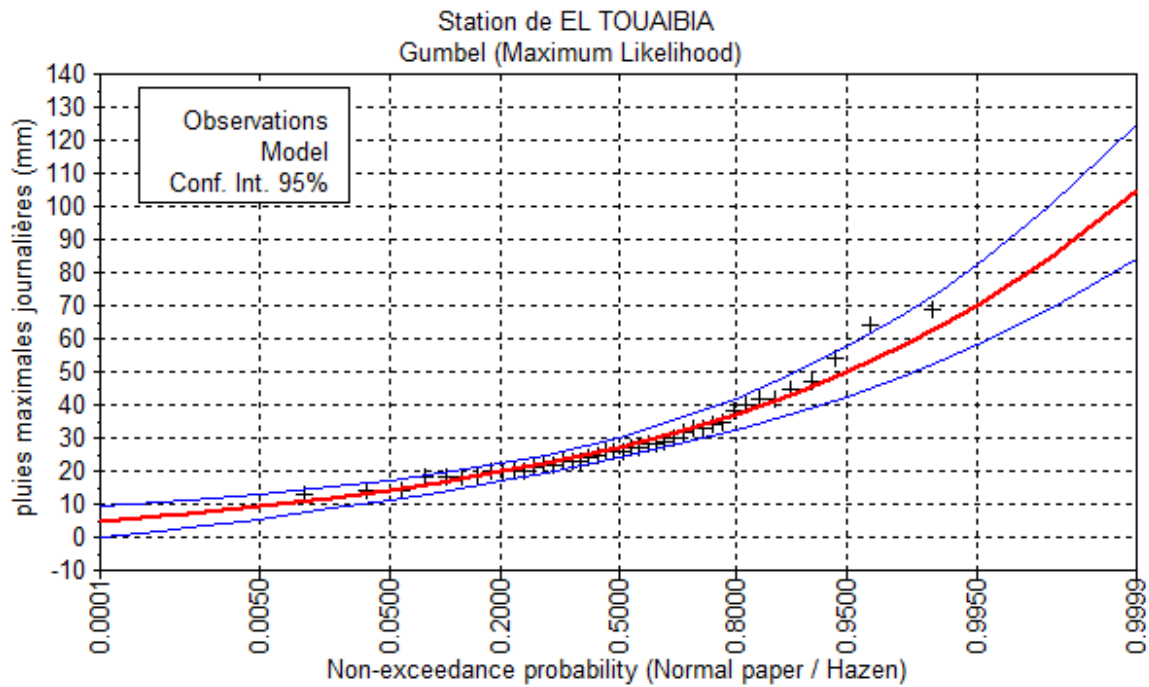


Figure III-10: ajustement à la loi de Gumbel.

Tableau III-21: résultat d'ajustement à la loi de Gumbel.

Périodes de retours	Fréquences	Valeurs théoriques	Ecart-type
T	q	XT	δ
100	0.99	64.1	5.53
50	0.98	58	4.81
20	0.95	49.9	3.86
10	0.9	43.6	3.15
5	0.8	37	2.44

III.4.2.3 ajustement à la loi de GALTON (log-normale)

On applique toujours la même procédure utilisée précédemment :

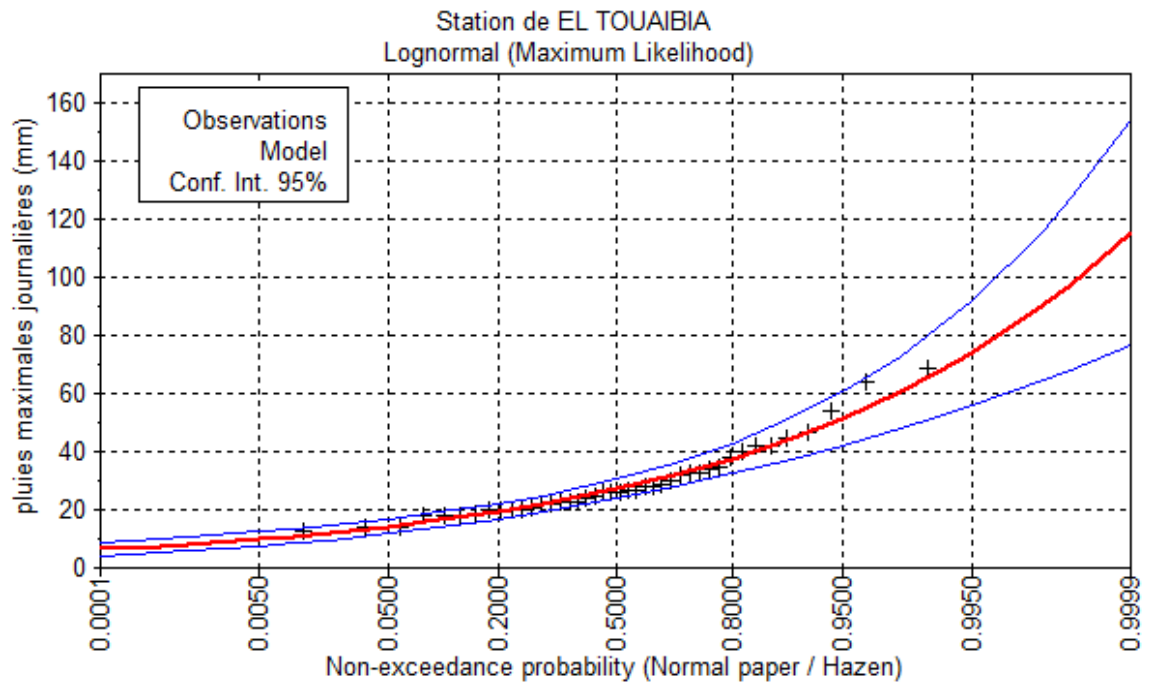


Figure III-11: ajustement à la loi de Galton.

Tableau III-22: résultat d'ajustement à la loi de Galton.

Périodes de retours	Fréquences	Valeurs théoriques	Ecart-type
T	q	XT	δ
100	0.99	67.1	7.83
50	0.98	60.4	6.44
20	0.95	51.5	4.77
10	0.9	44.7	3.64
5	0.8	37.7	2.64

Commentaire:

Nous avons observé qu'après l'analyse des trois lois d'ajustement que la loi de Gumbel ne s'ajuste pas contrairement à celle de GEV et Galton.

Pour comparer les deux méthodes, nous devons les tracer sur le même graphe à l'aide de logiciel Hyfran.

III.4.2.3 Test visuel

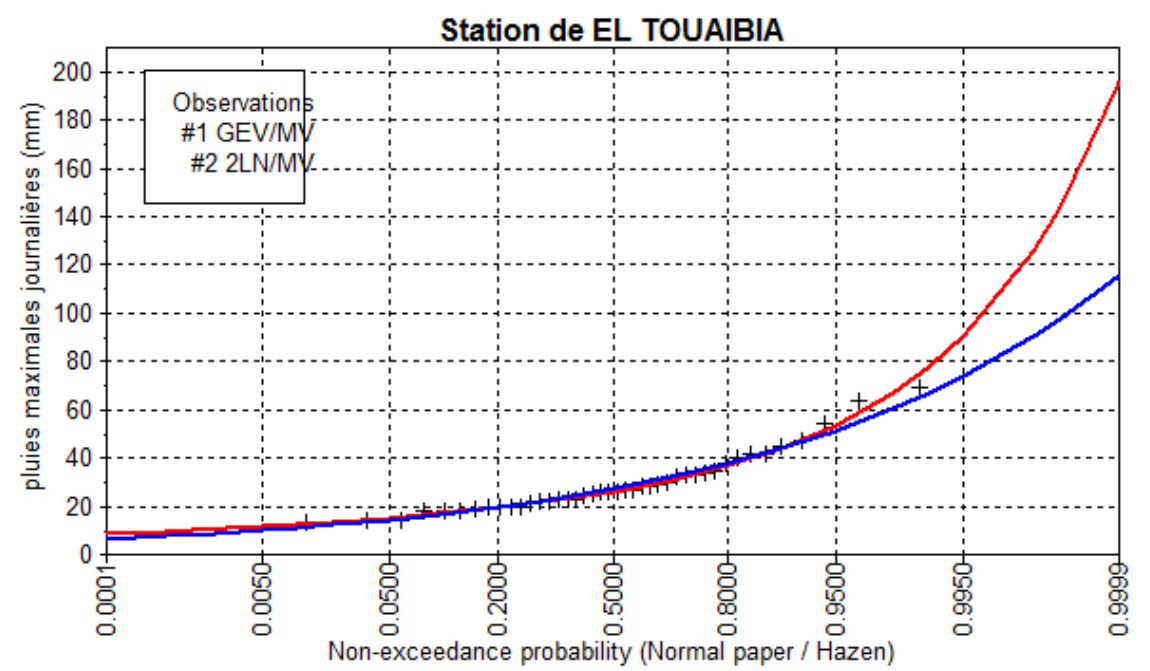


Figure III-12: comparaison graphique des deux lois.

Commentaire :

D'après les deux graphes d'ajustement, nous avons remarqué que le nuage des points de la loi de GEV est plus proche à la droite théorique par rapport au celle de la loi de Galton. Donc, nous allons opter pour la loi GEV dans le calcul qui précède.

III.4.3 Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. BODY (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.17})$$

Où :

P_{ct} ; pluie de courte durée de fréquence donnée, mm

$P_{j\max}$: pluie journalière maximale de même fréquence, mm.

t : temps de concentration, heure.

b : exposant climatique, $b = 0.29$.

Chapitre III

Etude hydrologique

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{III.18})$$

Avec : I_t : Intensité maximale de période t (h) en (mm/h).

Tableau III-23: Pluies et Intensités maximales de durée t (h) et de période de retour (an)

Quantiles	78.1		66.9		53.8		44.9		36.8	
T(années)	100 ans		50 ans		20 ans		10 ans		5 ans	
durée (h)	pct (mm)	i (mm/h)	pct (mm)	i (mm/h)	pct (mm)	i (mm/h)	pct (mm)	i (mm/h)	pct (mm)	i (mm/h)
0,25	20.79	83.15	17.81	71.22	14.32	57.28	11.95	47.80	9.79	39.18
1	31.07	31.07	26.62	26.62	21.41	21.41	17.86	17.86	14.64	14.64
2	37.99	19.00	32.54	16.27	26.17	13.09	21.84	10.92	17.90	8.95
3	42.73	14.24	36.60	12.20	29.44	9.81	24.57	8.19	20.14	6.71
4	46.45	11.61	39.79	9.95	32.00	8.00	26.70	6.68	21.89	5.47
5	49.56	9.91	42.45	8.49	34.14	6.83	28.49	5.70	23.35	4.67
6	52.25	8.71	44.75	7.46	35.99	6.00	30.04	5.01	24.62	4.10
7	54.63	7.80	46.80	6.69	37.64	5.38	31.41	4.49	25.74	3.68
8	56.79	7.10	48.65	6.08	39.12	4.89	32.65	4.08	26.76	3.34
9	58.77	6.53	50.34	5.59	40.48	4.50	33.78	3.75	27.69	3.08
10	60.59	6.06	51.90	5.19	41.74	4.17	34.83	3.48	28.55	2.85
11	62.29	5.66	53.35	4.85	42.91	3.90	35.81	3.26	29.35	2.67
12	63.88	5.32	54.72	4.56	44.00	3.67	36.72	3.06	30.10	2.51
13	65.38	5.03	56.00	4.31	45.04	3.46	37.59	2.89	30.81	2.37
14	66.80	4.77	57.22	4.09	46.01	3.29	38.40	2.74	31.47	2.25
15	68.15	4.54	58.38	3.89	46.94	3.13	39.18	2.61	32.11	2.14

16	69.44	4.34	59.48	3.72	47.83	2.99	39.92	2.49	32.72	2.04
17	70.67	4.16	60.53	3.56	48.68	2.86	40.63	2.39	33.30	1.96
18	71.85	3.99	61.55	3.42	49.49	2.75	41.31	2.29	33.85	1.88
19	72.98	3.84	62.52	3.29	50.28	2.65	41.96	2.21	34.39	1.81
20	74.08	3.70	63.45	3.17	51.03	2.55	42.59	2.13	34.90	1.75
21	75.13	3.58	64.36	3.06	51.76	2.46	43.19	2.06	35.40	1.69
22	76.15	3.46	65.23	2.97	52.46	2.38	43.78	1.99	35.88	1.63
23	77.14	3.35	66.08	2.87	53.14	2.31	44.35	1.93	36.35	1.58
24	78.10	3.25	66.90	2.79	53.80	2.24	44.90	1.87	36.80	1.53

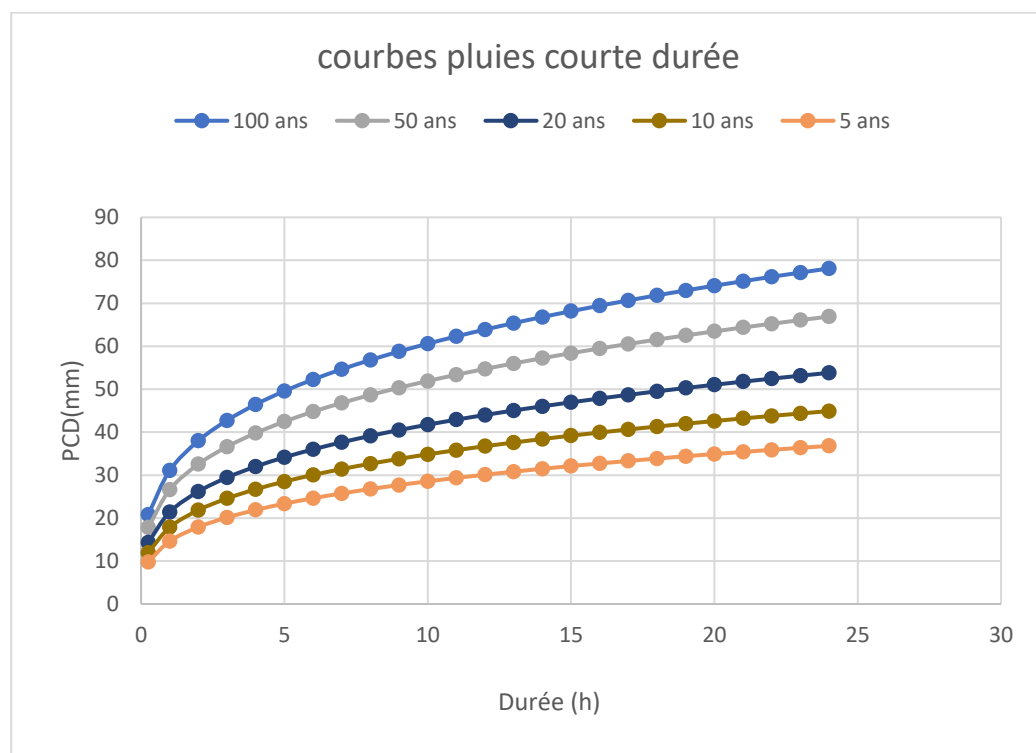


Figure III-13: courbe hauteur- durée- fréquence.

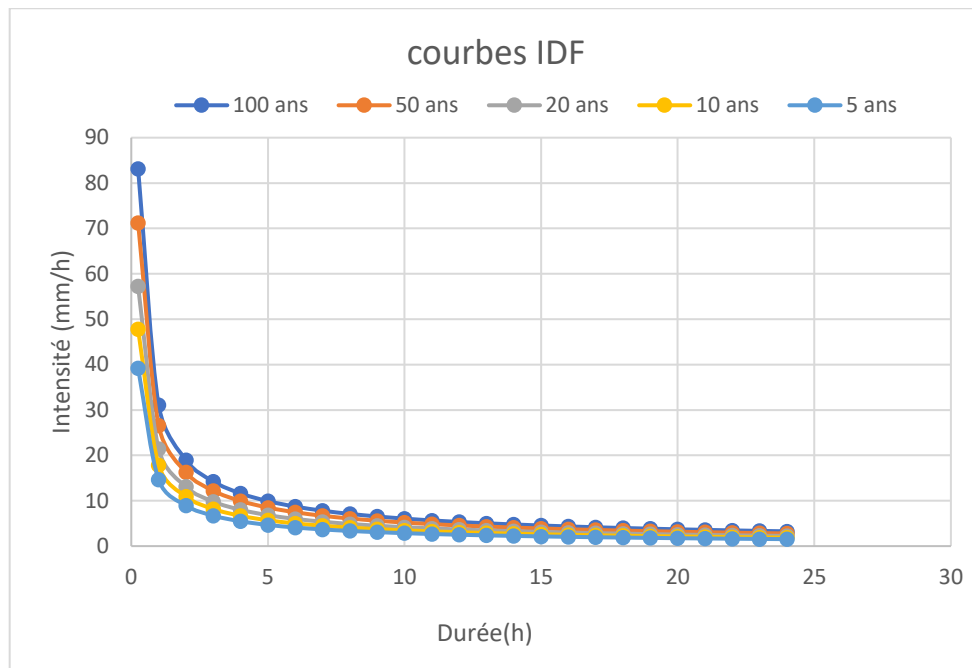


Figure III-14: Courbe Intensité- Durée- Fréquence.

III.5 Evaluation des débits de crues

Après avoir étudié les caractéristiques du bassin versant et déterminé les quantités de pluies génératrices de la crue de projet.

Nous allons présenter les principales méthodes utilisées pour l'estimation des crues et de choisir la méthode adéquate pour obtenir le débit optimal qui sera utiliser dans le dimensionnement.

III.5.1 Formule de SOKOLOVSKY

Cette méthode est d'un usage très courant dans les services d'hydrologie La formule prend en considération globale de tous les facteurs du ruissellement.

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28 \cdot p_{tc} \cdot \alpha \cdot S}{t_c} f \quad (\text{III.19})$$

Où :

S: La superficie du BV.

α : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence, voir tableau 24.

t_c : temps de concentration.

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue **f=1.2**.

Pct : pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration.

Tableau III-24: Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	1	2	5	10
α	0.75	0.7	0.68	0.65

III.5.2 Formule de TURAZZA

La formule de Turazza est couramment utilisée en Algérie, en l'absence de données hydrométrique pour l'estimation des débits maximums.

$$Q_{\max} = \frac{C * PTC * S}{TC * 3.6} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{III.20})$$

Où :

C : coefficient de ruissellement.

S : superficie du bassin versant en km².

PTC : pluie de courte durée pour t =Tc (mm).

TC : temps de concentration en heures.

Les valeurs des débits extrêmes pour différentes périodes de retour de la zone d'étude calculées avec la formule de TURAZZA et SOKOLOVSKY sont portées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III-25: Récapitulation des pluies de courtes durées.

Période de retour en année	BV ₁	BV ₂	BV ₃	BV ₄	BV ₅
Ptc					
100	25.56	23.29	17.20	25.12	20.54
50	21.90	19.95	14.73	21.51	17.60
20	17.61	16.04	11.85	17.30	14.15
10	14.70	13.39	9.89	14.44	11.81

Tableau III-26: Récapitulation des débits de crues de Sokolovsky.

Période de retour (année)		BV ₁	BV ₂	BV ₃	BV ₄	BV ₅
Q _{max} de Sokolovsky en m ³ /s	100	52.42	21.89	13.09	29.01	21.79
	50	41.91	17.50	10.61	23.19	17.42
	20	32.74	13.67	8.29	18.12	13.61
	10	26.12	10.91	6.61	14.45	10.85

Tableau III-27: Récapitulation des débits de crues Turazza :

Période de retour (année)		BV ₁	BV ₂	BV ₃	BV ₄	BV ₅
Q _{max} de Turazza en m ³ /s	100	43.33	18.10	10.97	23.98	18.01
	50	34.64	14.47	8.77	19.17	14.40
	20	27.06	11.30	6.85	14.98	11.25
	10	21.59	9.02	5.47	11.95	8.97

Commentaire :

Les valeurs du débit obtenu par la formule de Sokolovski et celle de Turazza sont très proches pour les différentes périodes de retour. Donc, en raison de sécurité nous retiendrons les valeurs trouvées par la formule de Sokolovsky afin d'éviter tout risque de sous dimensionnement.

III.6 Hydrogrammes de crues

La méthode de Sokolovsky consiste à considérer que l'hydrogramme est assimilé à 2 équations paraboliques, l'une pour la montée, et l'autre pour la décrue.

Pour la montée :

$$Q_m = (Q_{max} - 1\%). \left(\frac{t}{t_m}\right)^m \quad (III.21)$$

Pour la décrue :

$$Q_d = (Q_{max} - 1\%). \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^n \quad (III.22)$$

Où :

t_m et t_d respectivement temps de montée et de décrue

m et n puissance des équations : $m = 2$ pour la montée, $n = 3$ pour la décrue.

Selon SOKOLOVSKY :

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \gamma \cdot t_m$$

$$t_b = t_m + t_d$$

γ - coefficient estimé à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau et de son bassin versant (valeur prise égale à 2).

Tableau III-28: Hydrogramme de crue du bassin versant 1.

N°	T	Qmax1%	Qmax1%	Qmax1%	MONTEE DE LA CRUE
	(Heures)	100 ans	50 ans	10 ans	
1	0	0	0	0	
2	0.1	2.1	1.68	1.04	
3	0.2	8.39	6.71	4.18	
4	0.31	18.87	15.09	9.40	DECRUE
5	0.41	33.55	26.82	16.72	
6	0.51	52.42	41.91	26.12	
7	0.61	38.21	30.55	19.04	
8	0.71	26.84	21.46	13.37	
9	0.82	17.98	14.38	8.96	
10	0.92	11.32	9.05	5.64	
11	1.02	6.55	5.24	3.27	
12	1.12	3.35	2.68	1.67	
13	1.22	1.42	1.13	0.71	
14	1.33	0.42	0.34	0.21	
15	1.43	0.05	0.04	0.03	
16	1.53	0	0	0	

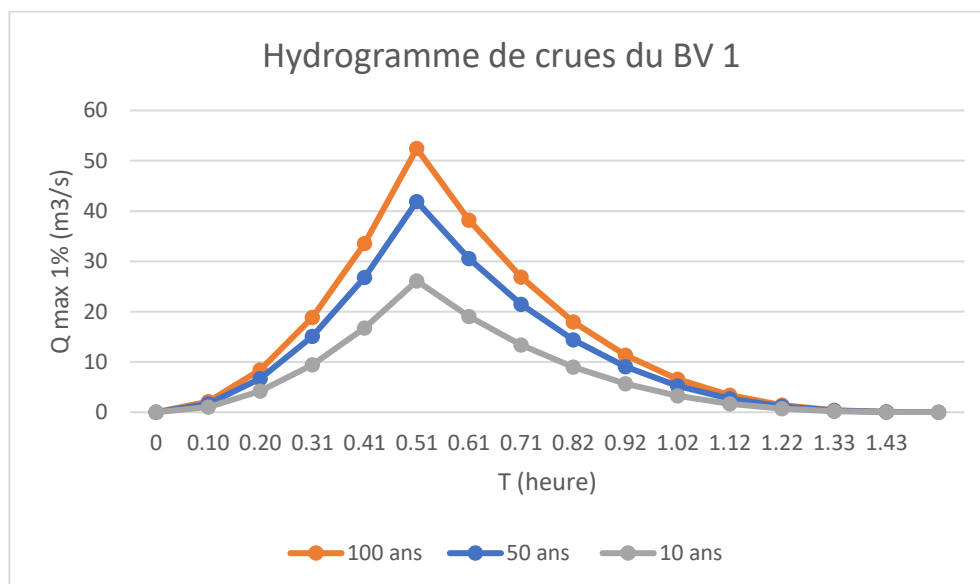
**Figure III-15:** hydrogramme de crues du BV 01.

Tableau III-29: Hydrogramme de crue du bassin versant 2.

N°	T	Qmax1%	Qmax1%	Qmax1%	MONTEE DE LA CRUE
	(Heures)	100 ans	50 ans	10 ans	
1	0	0	0	0	
2	0.1	0.88	0.70	0.44	
3	0.2	3.50	2.80	1.75	DECRUE
4	0.31	7.88	6.30	3.93	
5	0.41	14.01	11.20	6.98	
6	0.51	21.89	17.50	10.91	
7	0.61	15.96	12.76	7.95	
8	0.71	11.21	8.96	5.59	
9	0.82	7.51	6.00	3.74	
10	0.92	4.73	3.78	2.36	
11	1.02	2.74	2.19	1.36	
12	1.12	1.40	1.12	0.70	
13	1.22	0.59	0.47	0.29	
14	1.33	0.18	0.14	0.09	
15	1.43	0.02	0.02	0.01	
16	1.53	0	0	0	

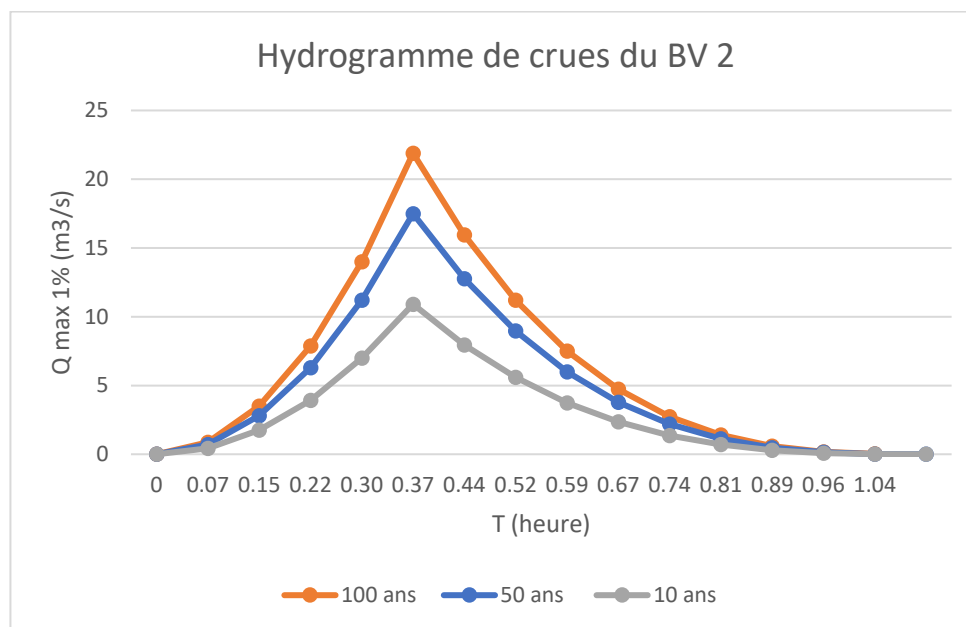
**Figure III-16:** hydrogramme de crues du BV 02.

Tableau III-30: Hydrogramme de crue du bassin versant 3.

N°	T	Qmax1%	Qmax1%	Qmax1%	
	(Heures)	100 ans	50 ans	10 ans	
1	0.00	0	0	0	MONTEE DE LA CRUE
2	0.03	0.52	0.42	0.26	
3	0.06	2.09	1.70	1.06	
4	0.10	4.71	3.82	2.38	
5	0.13	8.38	6.79	4.23	
6	0.16	13.09	10.61	6.61	
7	0.19	9.54	7.73	4.82	DECRUE
8	0.22	6.70	5.43	3.38	
9	0.26	4.49	3.64	2.27	
10	0.29	2.83	2.29	1.43	
11	0.32	1.64	1.33	0.83	
12	0.35	0.84	0.68	0.42	
13	0.38	0.35	0.29	0.18	
14	0.42	0.10	0.08	0.05	
15	0.45	0.01	0.01	0.01	
16	0.48	0	0	0	

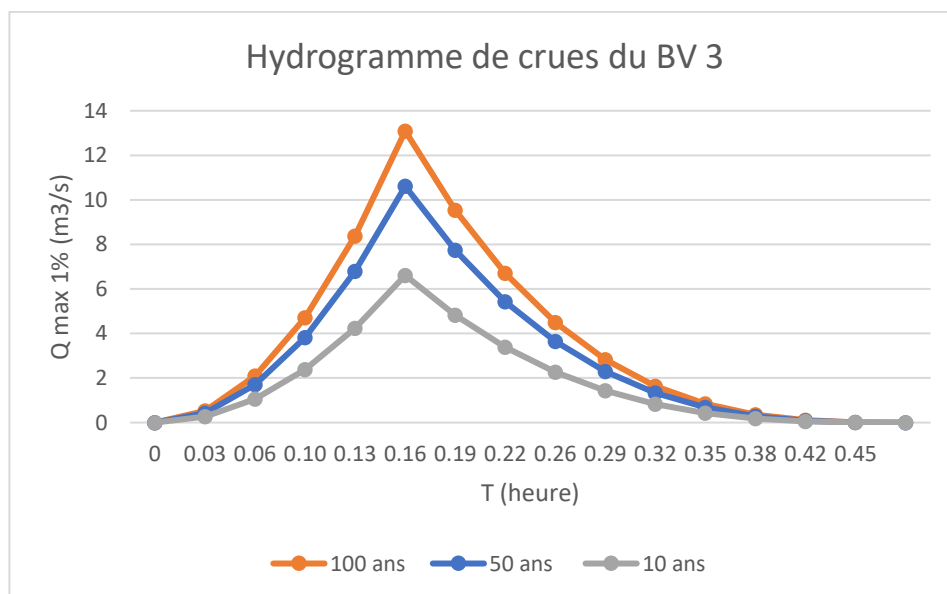
**Figure III-17:** Hydrogramme de crues du BV 03.

Tableau III-31: Hydrogramme de crue du bassin versant 4.

N°	T	Qmax1%	Qmax1%	Qmax1%	MONTEE DE LA CRUE
	(Heures)	100 ans	50 ans	10 ans	
1	0.00	0	0	0	
2	0.10	1.26	1.01	0.63	
3	0.19	4.55	3.63	2.26	
4	0.29	10.59	8.46	5.27	
5	0.38	18.18	14.53	9.06	DECRUE
6	0.48	29.01	23.19	14.45	
7	0.58	20.86	16.67	10.39	
8	0.67	14.97	11.97	7.46	
9	0.77	9.86	7.88	4.91	
10	0.86	6.40	5.11	3.19	
11	0.96	3.63	2.90	1.81	
12	1.06	1.80	1.44	0.90	
13	1.15	0.80	0.64	0.40	
14	1.25	0.22	0.18	0.11	
15	1.34	0.03	0.03	0.02	
16	1.44	0	0	0	

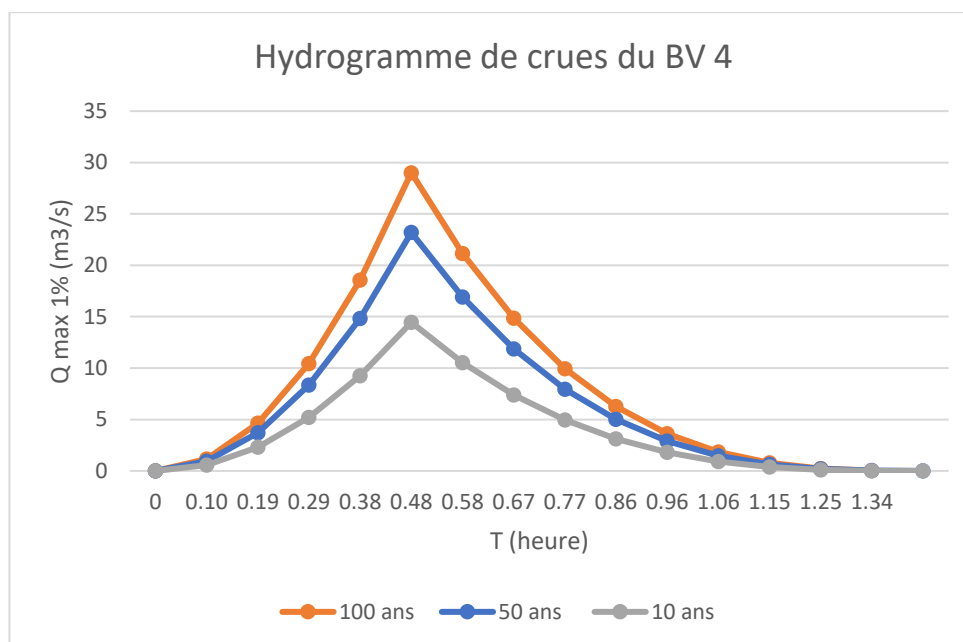
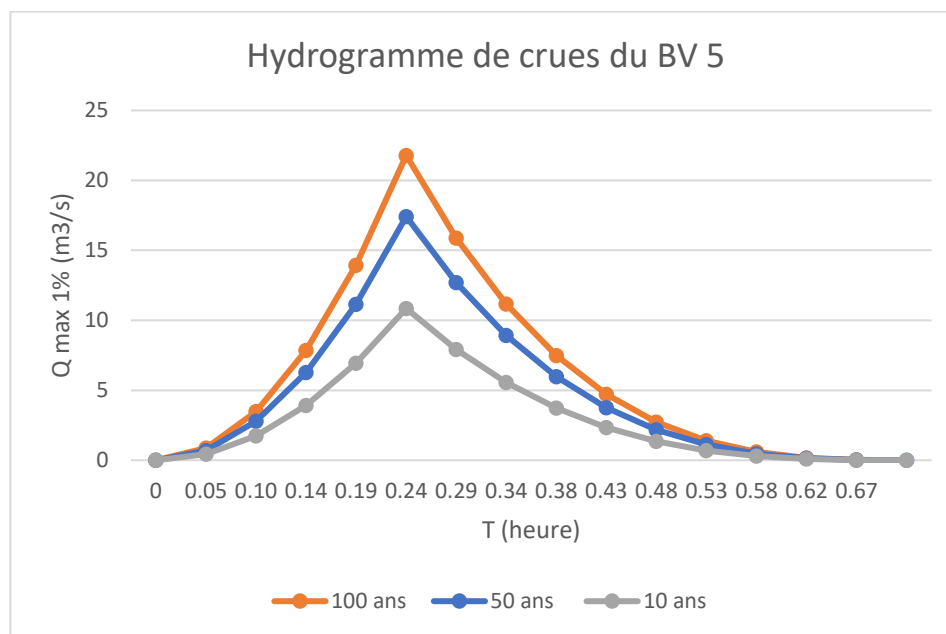
**Figure III-18:** Hydrogramme de crues du BV 04.

Tableau III-32: Hydrogramme de crue du bassin versant 5.

N°	T	Qmax1%	Qmax1%	Qmax1%	MONTEE DE LA CRUE
	(Heures)	100 ans	50 ans	10 ans	
1	0	0	0	0	
2	0.05	0.87	0.70	0.43	
3	0.10	3.49	2.79	1.74	
4	0.14	7.84	6.27	3.91	DECRUE
5	0.19	13.95	11.15	6.94	
6	0.24	21.79	17.42	10.85	
7	0.29	15.88	12.70	7.91	
8	0.34	11.16	8.92	5.56	
9	0.38	7.47	5.98	3.72	
10	0.43	4.71	3.76	2.34	
11	0.48	2.72	2.18	1.36	
12	0.53	1.39	1.11	0.69	
13	0.58	0.59	0.47	0.29	
14	0.62	0.17	0.14	0.09	
15	0.67	0.02	0.02	0.01	
16	0.72	0	0	0	

**Figure III-19:** Hydrogramme de crues du BV 05.

III-7 Conclusion :

Ce chapitre a servi pour le calcul des caractéristiques du bassin versant de l'oued à aménager et à déterminer la crue de projet optimale afin de l'utiliser dans le calcul de dimensionnement.

Chapitre IV : Etude des cours d'eau naturels**IV.1 Introduction**

Après la détermination des caractéristiques hydrologiques des écoulements aux ruissellements qui constituent une menace pour la ville de Zeddine un schéma d'aménagement s'est imposé dans le but de résoudre le problème des inondations au niveau des habitations situées au bord de l'oued.

Dans ce chapitre nous allons faire une simulation des oueds à leurs états naturels afin d'identifier les zones de débordements qui font l'objet de notre étude.

IV.2 Généralités

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

- ❖ cours d'eau : rivières, fleuves, etc....
- ❖ systèmes d'évacuation : réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenus d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.

Ces écoulements se caractérisent par une hauteur d'écoulement petite par rapport à la longueur d'écoulement. On parle d'écoulement filaire ou unidimensionnel (x, t) . (Graf, 2000)

IV.2.1 Ecoulement à surface libre

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre.

La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique. (Graf, 2000)

IV.2.2 Types d'écoulement

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

IV.2.2.1 Variabilité dans le temps**IV.2.2.1.1 Écoulement permanent**

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses u et la profondeur h et le débit Q restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. (Graf, 2000)

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (\text{IV.1})$$

IV.2.2.1.2 écoulement non permanent

Le mouvement est non permanent (ou non stationnaire) si les vitesses u et la profondeur h et le débit Q est variables dans le temps en grandeur et en direction.

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (\text{IV.2})$$

IV.2.2.2 Variabilité dans l'espace**IV.2.2.2.1 Ecoulement uniforme**

Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement (vitesse, pente, rugosité, profondeur) restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre. (Graf, 2000)

D'où :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

IV.2.2.2.2. Ecoulement non uniforme

Le mouvement est non uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement (vitesse, pente, rugosité, profondeur) changent d'une section à l'autre.

La pente de la surface libre diffère de celle du fond. (Graf, 2000)

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (\text{IV.4})$$

❖ Le nombre de Reynolds

C'est le rapport des forces de frottements et les forces d'inerties et qui permet le classement des écoulements comme suit :

$Re < 500$	• Ecoulement laminaire
$Re > 2000$	• Ecoulement turbulent
$500 < Re < 2000$	• Ecoulement transitoire

Dans la pratique, on ne rencontre en générale que les écoulements turbulents, souvent rugueux.

❖ Le nombre de Froude

C'est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inerties. Et qui permet le classement des écoulements comme suit :

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

Par conséquent, la combinaison des nombres de Reynolds et Froude donne quatre régimes d'écoulement :

$Fr < 1$ et $Re < 500$	Ecoulement fluvial laminaire
$Fr < 1$ et $Re > 2000$	Ecoulement fluvial turbulent
$Fr > 1$ et $Re < 500$	Ecoulement torrentiel laminaire
$Fr > 1$ et $Re > 2000$	Ecoulement torrentiel turbulent

IV.2.3 Différent types de canaux

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule, et dans la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale. (Lancaster, 1999)

On distingue deux catégories de canaux :

- ❖ Les canaux naturels,
- ❖ Les canaux artificiels.

IV.2.3.1 les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent sur (ou sous terre) ; tels que les ruisselets, rivières et fleuves.

Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses. (Graf , 2000)

IV.2.3.2 Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ; ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydraulique, aqueducs, drain, égouts).

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. (Graf ; 2000)

IV.2.4 Dimensionnement des canaux

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

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est : la formule de Chézy.

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$V = C\sqrt{R \times I} \quad (\text{IV.5})$$

On utilisant le rapport suivant : $Q = V \times S$ on obtient :

$$Q = C \times S\sqrt{R \times I} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$).

S : section mouille (m²).

R : rayon hydraulique.

IV.2.4.1 Détermination de coefficient de Chézy

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

❖ **Formule de PAVLOVSKI**

$$C = \frac{1}{n} \times R^{1/Y} \quad (IV.7)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s).

n : la rugosité.

R: rayon hydraulique R= S/P (m).

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

$$Y = 2,5 \times \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \times \sqrt{R} \times (\sqrt{n} - 0,1) \quad (IV.8)$$

❖ **formule d'AGROSKINE**

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \log R \quad (IV.9)$$

❖ **La formule de MANING-STRICKLER**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (IV.10)$$

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

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (IV.11)$$

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

I : la pente du radier.

Remarque :

Dans notre étude nous prenons la formule de MANING-STRICKLER avec le coefficient de Manning égale à 0.025.

IV.2.4.2 Marge de sécurité dans les canaux

Nous basons le calcul des débits de dimensionnements pour chaque tronçon en fonction d'une période de retour de 100 ans, auquel il faut ajouter le débit correspondant aux apports solides. Toutefois, ce débit est négligeable devant le débit de crue probable mais, on ajoute une hauteur qui correspond ou compense ce débit dans le dimensionnement du canal. Généralement, entre 0,30 m, pour les petits canaux, et 0,60 à 1,20 m pour les grands canaux. On peut adopter comme règle générale, 1/4 de la profondeur.

IV.3 Simulation des oueds à leurs états naturels**IV.3.1 Description de l'oued**

Nous avons le principale oued qui est oued Tiresabra ou la direction d'écoulement est Ouest-Est, le bassin versant présente d'amont jusqu'à l'aval des pentes de plus en plus faible traduisant un faible transport solide où l'écoulement devient diffus en aval. En effet, cette zone est bordée de constructions exposées à un risque d'inondation. De plus, il existe des ouvrages d'infrastructures routières :

- ❖ Pont de la route CW n°154 (P07, P57, P81).
- ❖ Deux ponts de la route RN n°65 (P45).

Ces ouvrages peuvent avoir des conséquences, notamment occasionner des pertes de charge locales et inciter des embâcles (accumulations de bois flottants) d'un côté. De l'autre côté, ils peuvent être eux-mêmes mis en danger par la dynamique de l'Oued, de façon spéciale les phénomènes d'érosion éventuels (érosion du fond, érosion des berges).

Oued Tiresbara traverse la ville Zeddine sur deux affluents principaux de longueurs de 1808 ml et 914 ml et une chaaba de longueur 504ml. Les oueds numérotés indiqués par les numéros 1,2et3 sont la partie qui nous intéresse et dont nous allons faire l'aménagement.

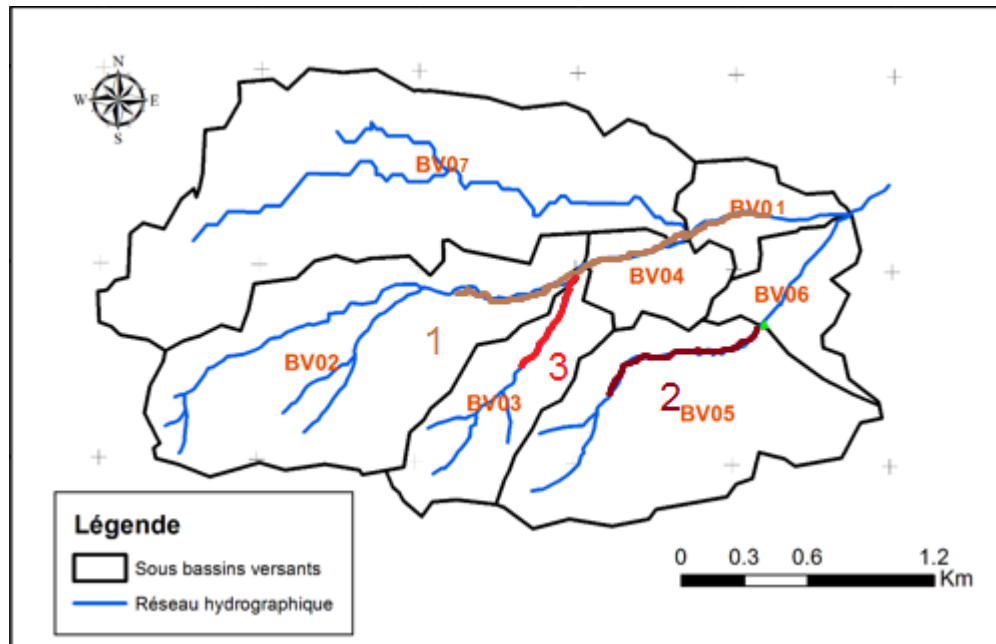


Figure IV-1: Réseau hydrographique de la ville Zeddine.

IV.3.2 Définition du logiciel HEC-RAS Présentation du logiciel HEC-RAS

Le logiciel HEC-RAS version 5.0.0 développé par US ARMY CORPS OF ENGINEERS, c'est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique d'un régime, fluvial et torrentiel, ainsi que le transport solide et la simulation de phénomènes d'érosion-sédimentation, il permet de simuler les écoulements à surface libre. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux.

L'application du modèle HEC-RAS est basée sur la subdivision du réseau hydrographique (ramifié) en plusieurs sections (profils en travers ou coupes) perpendiculaires à l'écoulement.

❖ Données nécessaires pour l'application du code de calcul HEC-RAS

a)-Les données géométriques relatives à chaque section

- le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
- les coefficients de rugosité lits mineur et majeur.
- les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, rive droite et axe du lit mineur.

b)-Les données de l'écoulement (débits de projet) et les conditions aux limites.

c) Plusieurs singularités représentées par les différents ouvrages (hydrauliques ou ouvrages d'art) existants.

❖ Etapes de simulation par HEC-RAS

La simulation de l'écoulement d'eau par HEC-RAS passe par les étapes suivantes :

- Préparation des données géométriques de l'oued.
- Choix des paramètres hydrométriques et conditions aux limites.
- Simulation hydraulique.

IV.3.2.1 Préparation des données géométriques de l'Oued

Dans cette partie, nous allons définir les données géométriques du l'oued tel que : les sections transversales et les données d'ouvrages hydrauliques et d'arts existants (ponts, structures latérales, déversoirs, etc.). Pour se faire, nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique.

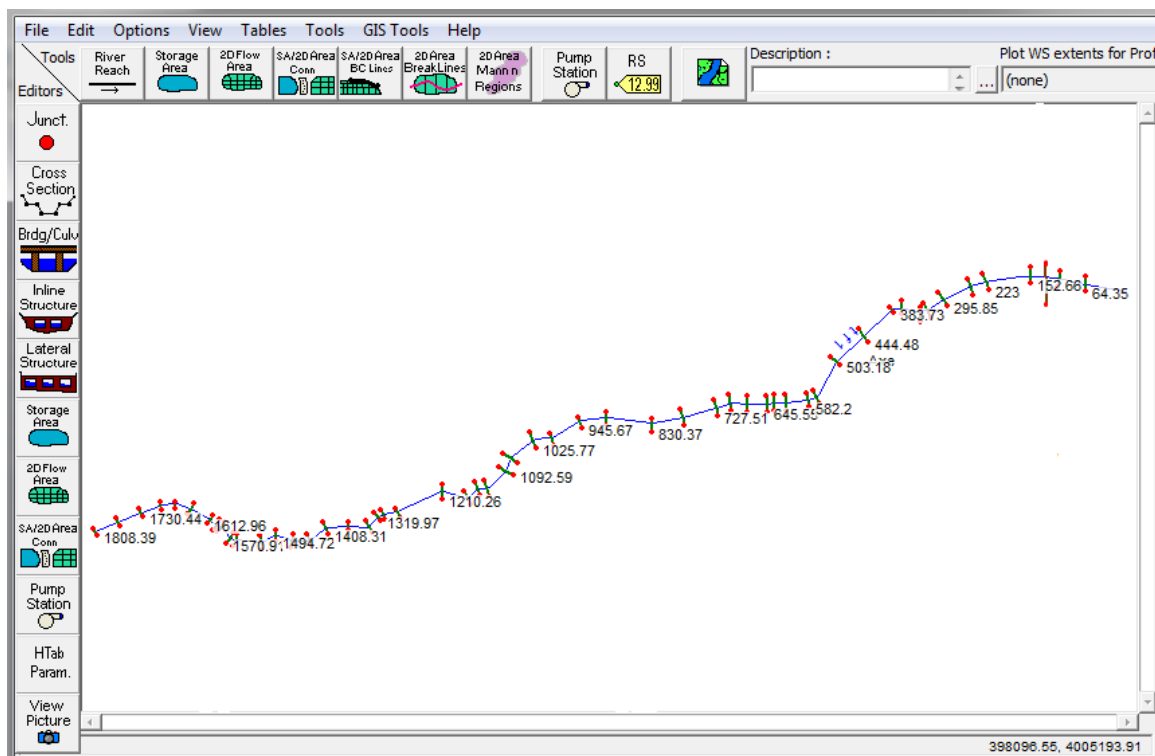


Figure IV-2: Les profils en travers d'Oued Zeddine.

IV.3.2.2 paramètres hydrométriques et conditions aux limites

Après avoir défini les données géométriques de chaque section, nous avons introduit les débits de crue et ajouté les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir lancer la simulation par logiciel.

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates
	River	Reach	RS	100ans
1	tf1	Axe	1808.39	21.89
2	tf1	Axe	1134.44	42.1
3	tf1	Axe	503.18	65.51

Figure IV-3 Définition de la crue et des conditions aux limites.

IV.3.2.3 Simulation hydraulique

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement en même temps. Pour notre cas, on fait le choix du régime d'écoulement, supposé mixte, et on lance la simulation.

IV.3.2.4 Résultat de la simulation :

Les résultats de la simulation HEC-RAS pour la fréquence centennale sont résumés dans les tableaux inclus dans l'annexe

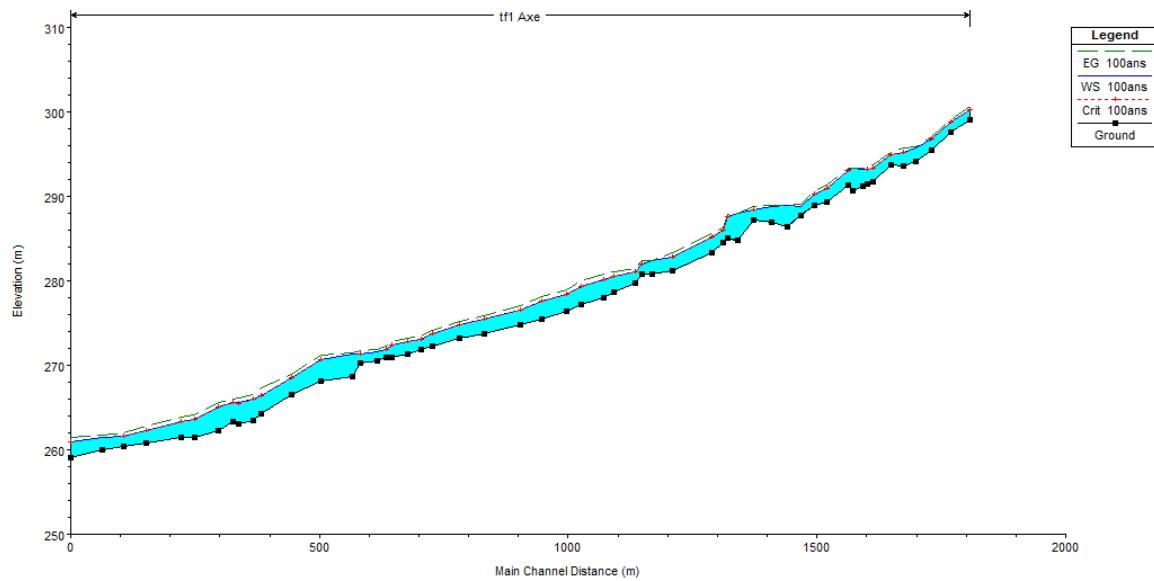


Figure IV-4: Profil en long du tronçon 1 simulé.

E.G : Altitude qui correspond à la ligne d'énergie.

W.S : Altitude du plan d'eau calculé.

Crit : Altitude qui correspond à la hauteur critique.

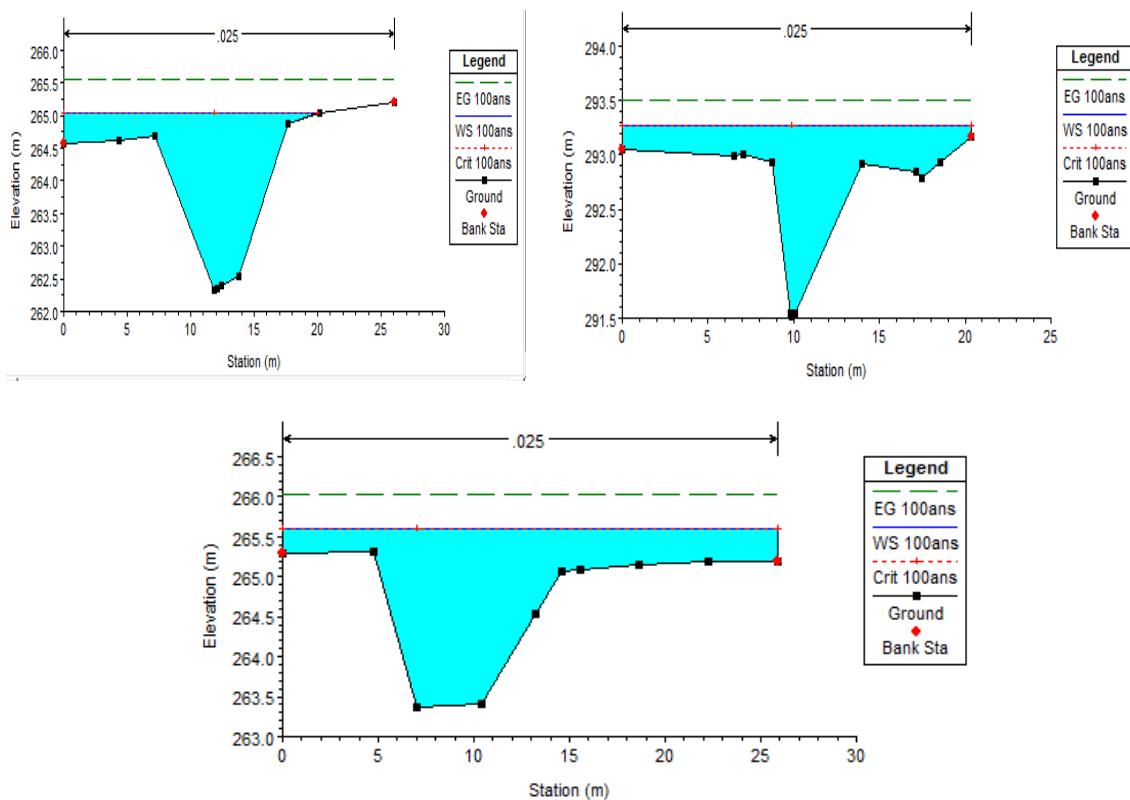


Figure IV-5: Section en travers du tronçon 1.

Interprétation :

- La vitesse d'écoulement moyenne dans l'oued est de 2.62 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 3.49 m/s.
- La hauteur d'eau varie entre 1.03 m et 3.11 m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,15 et 1,02.

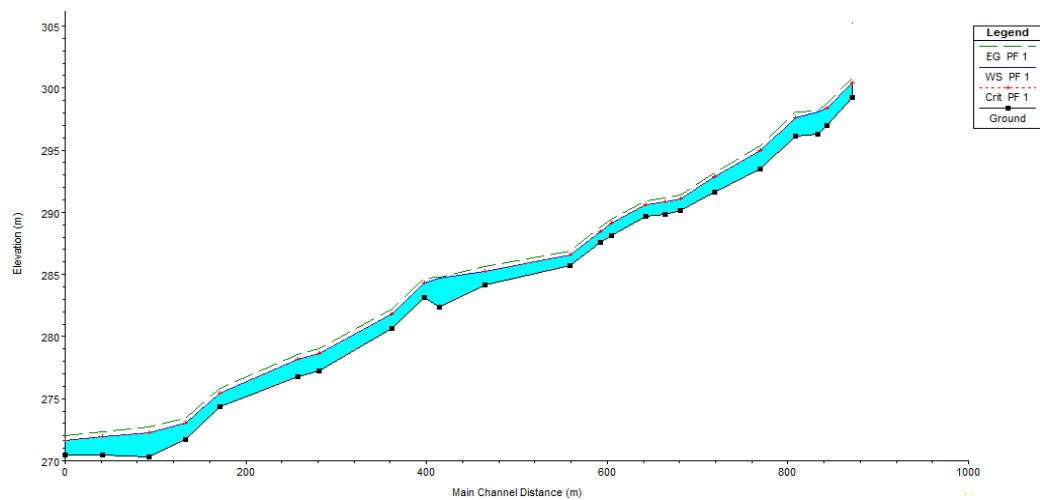


Figure IV-6: Profil en long du tronçon 2 simulé

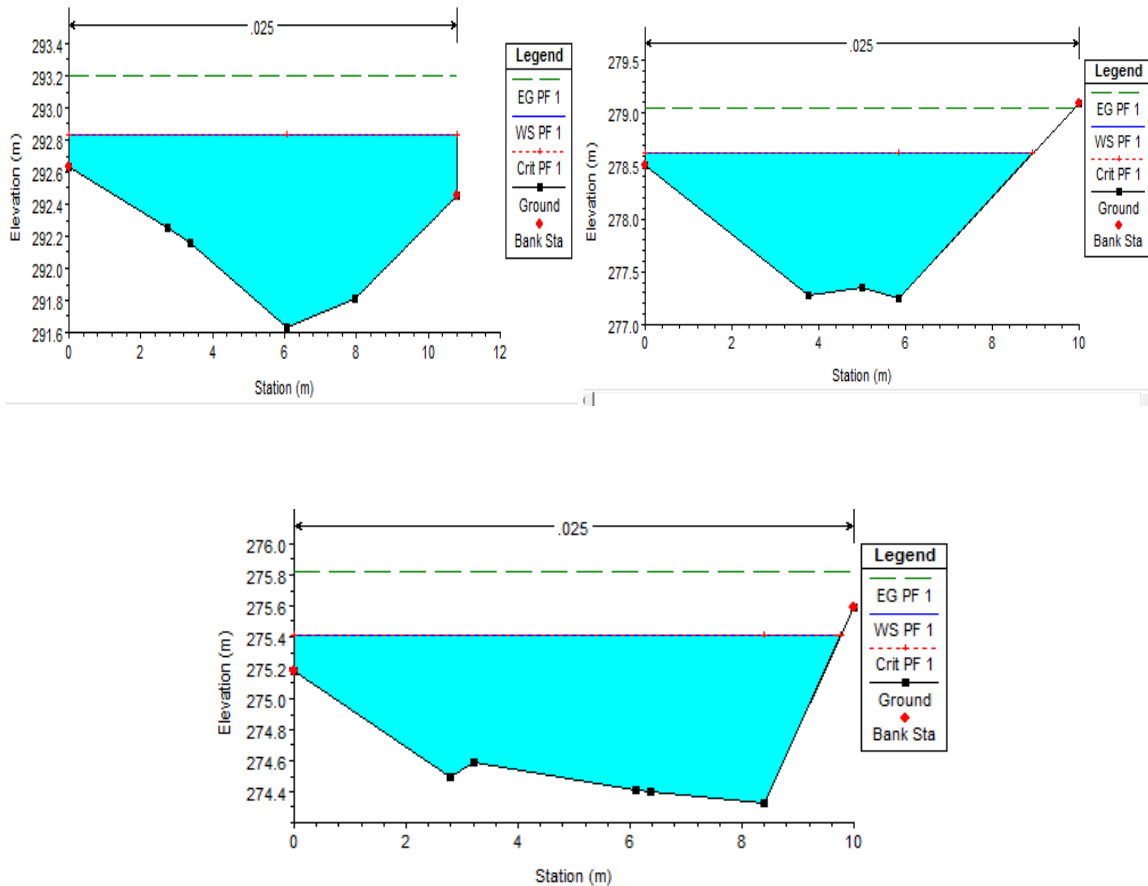


Figure IV-7: Section en travers du tronçon 2.

Interprétation :

- La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de 2.64 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 3.04 m/s.
- La hauteur d'eau varie entre 0.79 m et 2.38 m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,21 et 1,01.

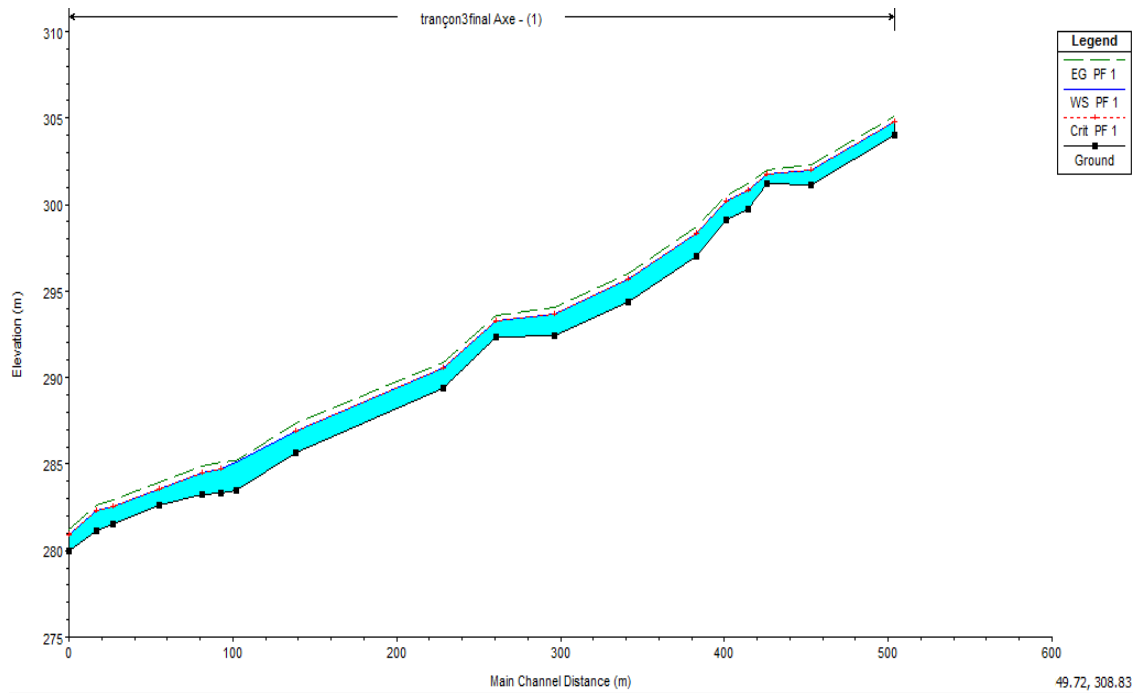


Figure IV-8: Profil en long du tronçon 3 simulé

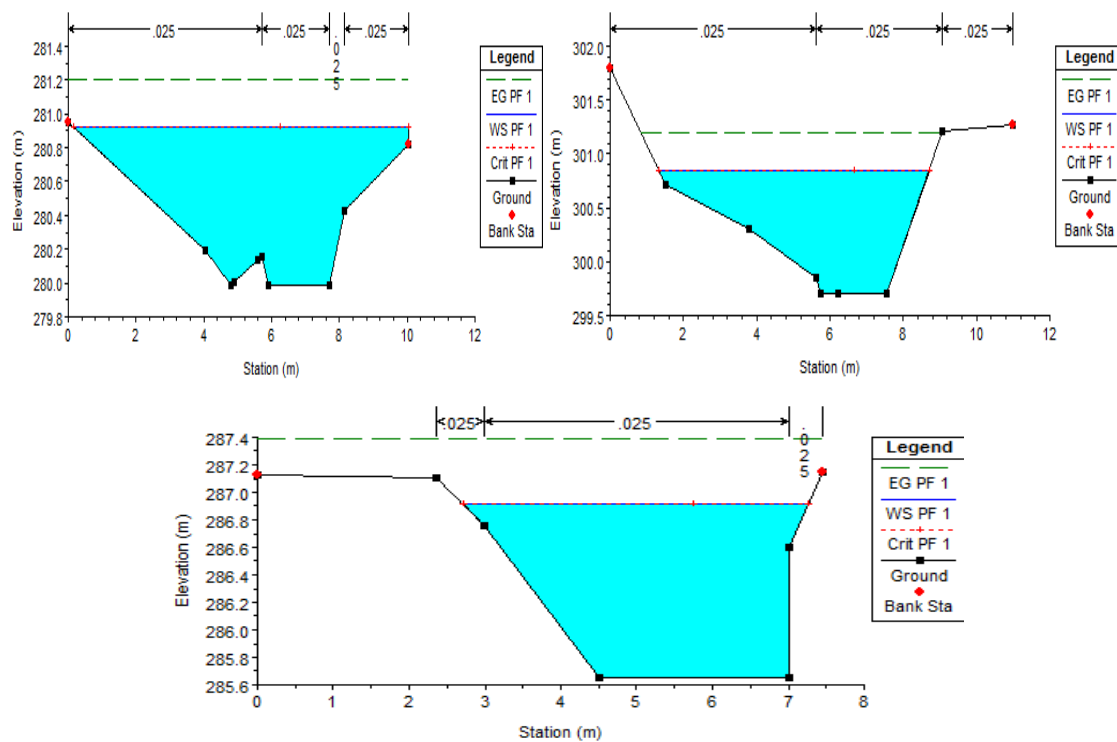


Figure IV-9: Section en travers du tronçon 3.

Interprétation :

- La vitesse d'écoulement moyenne dans l'oued est de 2.48 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 2.95 m/s.
- La hauteur d'eau varie entre 0,77 m et 1,58m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,54 et 1,01.

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait une représentation proche du cours d'eau naturel, on établissant les zones vulnérables au risque d'inondation afin de procéder aux étapes suivantes l'étude d'aménagement.

Chapitre V : Etude des variantes**V.1 Introduction**

Dans ce chapitre nous allons choisir un schéma souhaitable d'aménagement qui consiste à trouver la solution d'aménagement la mieux adaptée en point de vue technico-économique et en tenant compte des conditions naturelles.

V.2 Principe d'aménagement***V.2.1 Les différents types d'aménagements envisageables******V.2.1.1 Curage***

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante. (L'Hachimi, 2015)

V.2.1.2 Recalibrage

Qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées. (L'Hachimi, 2015)

V.2.1.3 Réalisation des canaux

Permet de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé des bâtiments ou par la voirie. (L'Hachimi, 2015)

V.2.1.4 Protection des berges

Qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages.

V.2.1.5 Création des canaux périphériques

De dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

Chapitre V

Etude des variantes

V.2.2 Les formules de dimensionnement des canaux

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

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S I^{\frac{1}{2}} \quad (V.1)$$

Où :

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S : section mouillée du canal en (m²).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R : rayon hydraulique en (m)

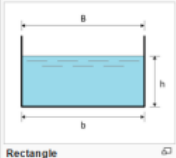
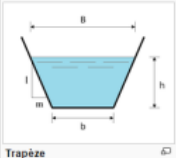
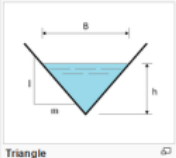
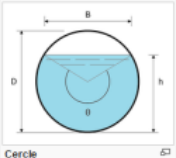
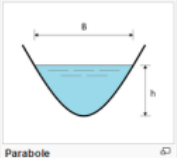
					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé,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

Figure V-1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000).

V.2.3 Le coefficient de rugosité

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

Tableau V-1: Les valeurs du coefficient de rugosité (uclouvain.be).

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n ($s/m^{\frac{1}{3}}$)
● Canal avec revêtement en béton.	0.014
● Canal en terre	0.022
● Canal en pierre	0.025
● Canal en Gabion.	0.030

V.3 Etudes des variantes

Dans cette étude, les variantes proposées pour l'aménagement du cours d'eau sont :

a)-Recalibrage du lit naturel (pour le tronçon n°3).

b)-Pour les tronçons 1 et 2 deux variantes seront proposées :

- ❖ Un canal en enrochement.
- ❖ Un canal en béton armé : Pour le dimensionnement du tronçon n°1, on choisit la forme trapézoïdale linéaire de 560 m dans la partie aval de l'oued en type béton armé pour assurer une bonne sécurité contre les risques de ruissellements et pour garantir des hauteurs d'eau sans débordement, suivi par un canal rectangulaire sur un linéaire de 1248 m et pour le 2eme tronçon on project un canal trapézoïdal sur un linéaire de 914m.

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

V.3.1 Première variante : Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale)

La première variante proposée est un recalibrage du terrain naturel par une section trapézoïdale (berges et lit). La section trapézoïdale présente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit des eaux, le champ de l'écoulement est maximal.

V.3.1.1 Dimensionnement

Pour le calcul des dimensions de ce canal, on remplace les formules du canal trapézoïdal de la figure (V.1) dans la formule de dimensionnement on trouve :

$$Q = \frac{I^{\frac{1}{2}}[(b+mh)h]^{\frac{5}{3}}}{n[b+2h\sqrt{1+m^2}]^{\frac{2}{3}}} \quad (V.2)$$

Les résultats de calcul pour les différents tronçons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-2: Dimensions de l'aménagement d'Oued Tiresbara (recalibrage du lit naturel).

Tronçons	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b(m)	Hauteur du canal H (m)
1	160	4.9	2	1.2
2	240	4.8	2	1.2
3	100	4	2	1.2

V.3.1.2 Les paramètres d'écoulement

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-3: Paramètres d'écoulement de la variante recalibrage du lit naturel.

Profil	Débit Q (m³/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m²)	Remarque
1	13.09	5.82	2.07	0.8	2.25	Régime torrentiel
2	13.09	5.8	2.05	0.81	2.26	Régime torrentiel
3	13.09	5.49	1.91	0.84	2.39	Régime torrentiel

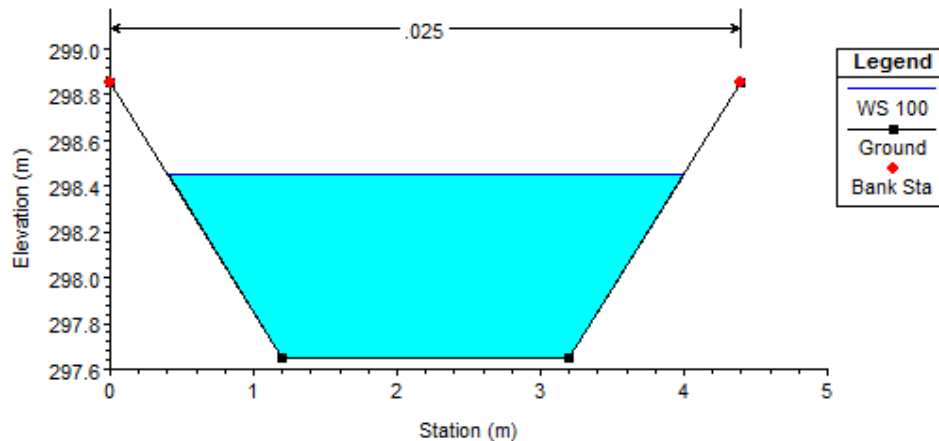


Figure V-2: Profil en travers d'Oued aménagé avec un recalibrage du lit naturel.

Interprétation :

Après avoir lancé la simulation on constate que la vitesse d'écoulement atteint les 5.82 m/s ce qui peut représenter un danger sur le fond, de ce fait une étude de stabilité du fond est établie pour cette variante, nous avons remarqué aussi que le régime dans les trois tronçons est torrentiel.

V.3.1.3 Etude de la stabilité du canal

Pour le dimensionnement d'un canal non revêtu, où les berges et le fond sont constitués par des matériaux non cohérents, il est nécessaire d'en garantir la stabilité, afin d'éviter les érosions provoquées par les forces hydrodynamiques engendrées par l'écoulement. Les conditions dans lesquelles les particules du matériau non cohérent qui constituent le fond et les berges d'un canal commencent à se déplacer, appelées conditions critiques, peuvent s'exprimer en fonction des vitesses de l'écoulement (vitesses critiques), ou des tensions tangentielles exercées sur les particules (forces tractrices critiques). (Chaudhary, 2007)

Les étapes de l'étude de stabilité du fond du canal suivant cette méthode sont comme suit :

- ❖ Détermination de la contrainte tangentielle admissible à partir du diamètre moyen des grains et avec l'utilisation de l'abaque présenté dans la figure (V-3).
- ❖ Calculer la contrainte tangentielle au fond.

❖ Force tractrice critique du fond

Vérification que la contrainte tangentielle au fond τ_0 est inférieure à la contrainte admissible.

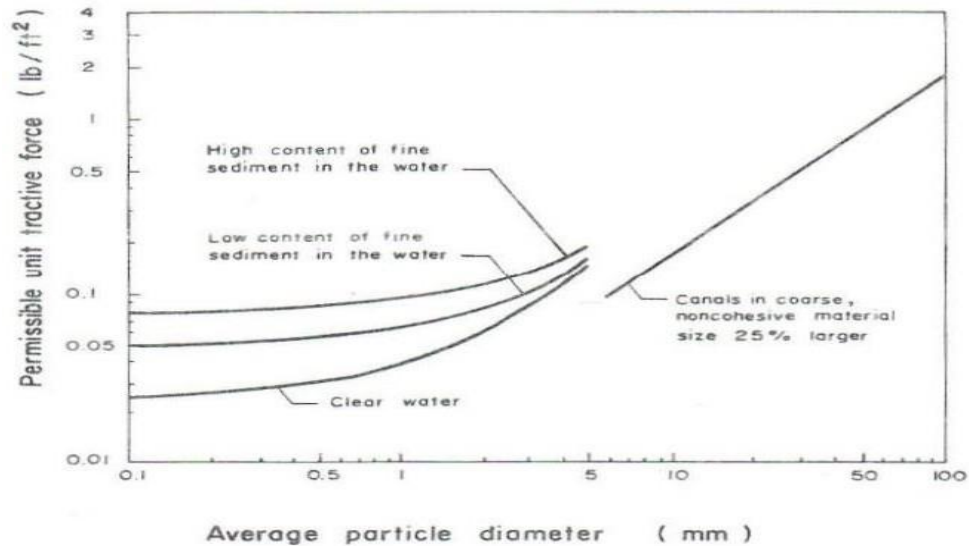


Figure V-3: Efforts tangentiels critiques pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014).

Calculer la contrainte tangentielle au fond :

$$\tau_0 = \gamma R i \quad (V.3)$$

Avec :

τ_0 : la tension tangentielle critique exercée sur le fond (N/m^2)

R : le rayon hydraulique (m).

γ : Poids volumique de l'eau (N/m^3).

i : la pente du fond

Pour notre cas, nous avons sol sableux argileux avec un diamètre $d_{50\%}$ de 2 mm.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-4: Résultats des contraintes tractrices.

tronçon	Contrainte tractrice (N/m ²)	
	τ_0	τ_{0adm}
1	0.26	0.29
2	0.25	0.29
3	0.22	0.29

Interprétation :

Vu que la contrainte tangentielle au fond est inférieure à la contrainte admissible, la stabilité du fond est bien vérifiée et la réalisation d'un tel aménagement est possible.

V.3.1.4 Estimation du coût de la variante

A partir des quantités des terrassements et des volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS, l'estimation du cout de la variante est comme suit :

Tableau V-5 : Devis de la variante (recalibrage du lit naturel).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m3	1857	250	464 250
Remblai	m3	3305.8	200	661 160
Total				1125410

V.3.2 Deuxième variante : Canal en béton armé

La deuxième variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé. Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45 ° sur le terrain. Un canal en béton présente :

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

V.3.2.1 Dimensionnement

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-V-6: Dimensions de l'aménagement de variante béton armé (tronçon 1).

Tronçons	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	111	4.5	1	1.8	1.8
2	528	2.8	1	2	1.6
3	603	1.8	1	3.5	1.8
4	271	2.5	1	3.5	1.6
5	296	1	1	4	2

V.3.2.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-7: Paramètres d'écoulement de la variante béton armé (tronçon 1)

Profil	Débit Q (m³/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m²)	Remarque	Section
1	21.89	8.96	2.45	1.36	2.44	Régime torrentiel	rectangl e
2	21.89	8.83	2.49	1.25	2.51	Régime torrentiel	rectangl e
3	42.1	8.62	2.35	1.37	4.78	Régime torrentiel	rectangl e
4	65.5	9.82	2.68	1.37	6.26	Régime torrentiel	trapèze
5	65.5	8.65	2.30	1.43	7.57	Régime torrentiel	trapèze

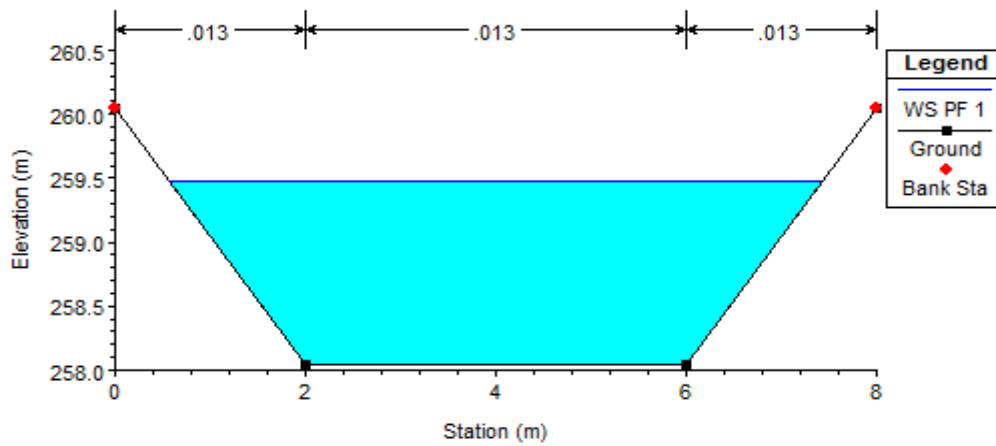


Figure V-4 : Profil en travers de variante béton armé section trapézoïdale (tronçon 1).

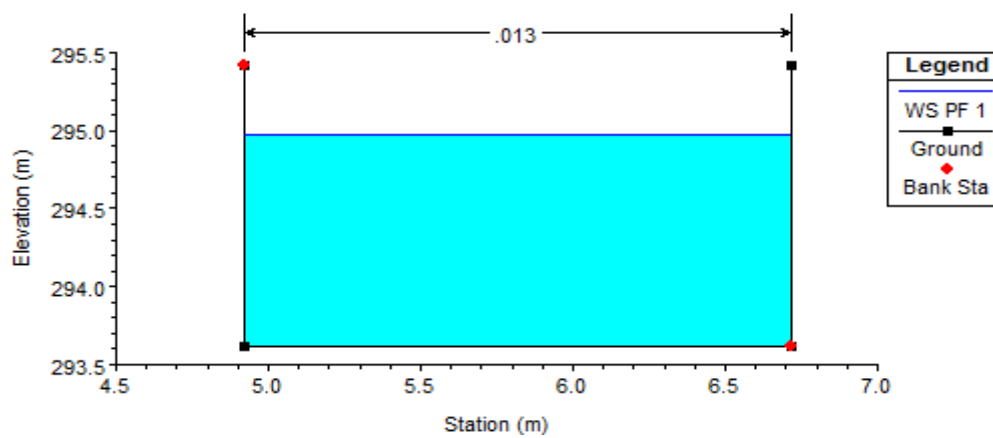


Figure V-5 Profil en travers de variante béton armé section rectangulaire (tronçon 1).

Interprétation:

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued et une vitesse varie de 8.62 m/s à 9.82 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un béton armé.

Tableau V-8 : Dimensions de l'aménagement de variante béton armé (tronçon 2).

Tronçons	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	234	4.5	1	1	1.4
2	268	3.7	1	1	1.4
3	190	3.1	1	1	1.4
4	221	2	1	1.2	1.5

V.3.2.2 Les paramètres d'écoulement

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-9 : Paramètres d'écoulement (tronçon2).

Profil	Débit Q (m³/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m²)	Remarque
1	21.79	9.94	3.08	1.06	2.19	Régime torrentiel
2	21.79	9.27	2.81	1.11	2.35	Régime torrentiel
3	21.79	9.31	2.82	1.11	2.34	Régime torrentiel
4	21.79	7	1.99	1.26	3.11	Régime torrentiel

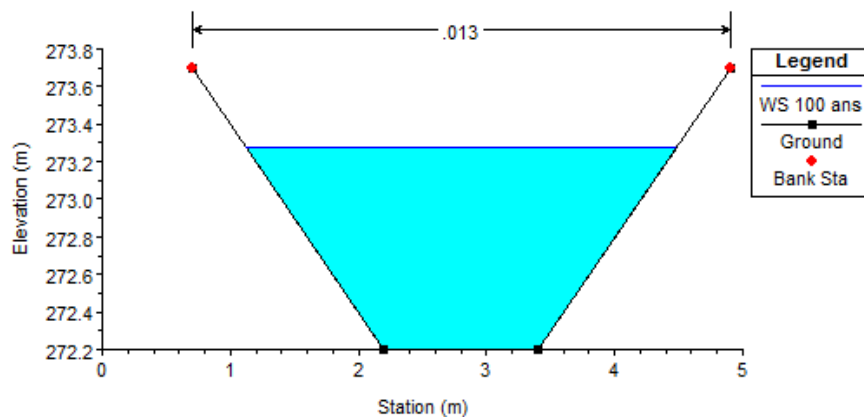


Figure V-6 : Profil en travers de variante béton armé (tronçon 2).

Interprétation :

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued et une vitesse varie de 7 m/s à 9.94 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un béton armé.

V.3.2.3 Estimation du cout de la variante :

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 10 cm. l'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V-10 Devis de la variante (canal en béton armé).

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m3	9601.6382	250	2 400 410
	Remblai	m3	12650.576	200	2 530 115
	Béton de propreté	m3	824.82	4500	4 948 920
	Béton armé	m3	1269.33104	11000	76 159 863
2	Déblai	m3	1661.9165	250	415 479
	Remblai	m3	2050.6721	200	410 134
	Béton de propreté	m3	150.01	4500	900 060
	Béton armé	m3	395.42852	11000	23 725 711
Total					111 490 692

V.3.3 Troisième variante : Canal en enrochement

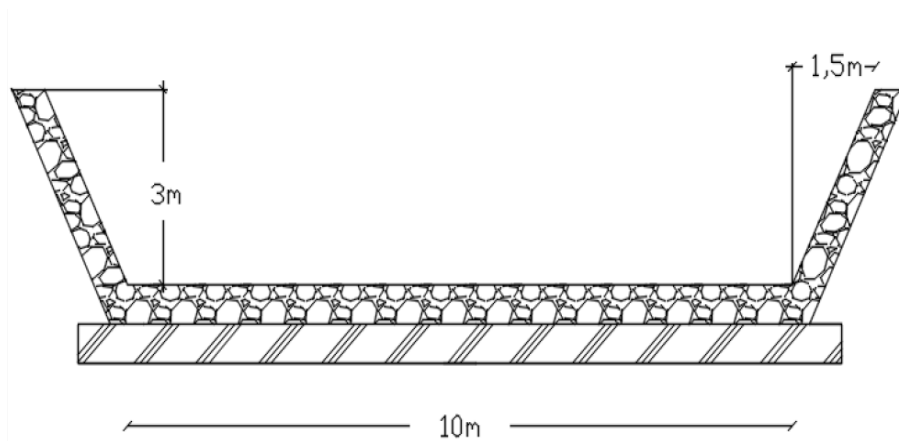


Figure V-7 Schéma type d'aménagement en enrochement

Chapitre V

Etude des variantes

V.3.3.1 Dimensionnement :

Les dimensions de l'aménagement sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V-11 Dimensions de l'aménagement du canal enrochement (tronçon1).

Tronçons	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	111	4.5	1	2.5	1.35
2	528	2.8	1	3	1.4
3	603	1.8	1	4.5	1.75
4	271	2.5	1	5.8	1.9
5	296	1	1	6	2.25

Tableau V-12 Paramètres d'écoulement du canal enrochement (tronçon 1)

Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m ²)	Remarque
1	21.89	6.36	1.93	1.02	3.44	Régime torrentiel
2	21.89	5.34	1.68	1.02	4.1	Régime torrentiel
3	42.1	5.24	1.42	1.37	8.04	Régime torrentiel
4	65.5	6.48	1.75	1.4	10.11	Régime torrentiel
5	65.5	4.57	1.07	1.83	14.36	Régime torrentiel

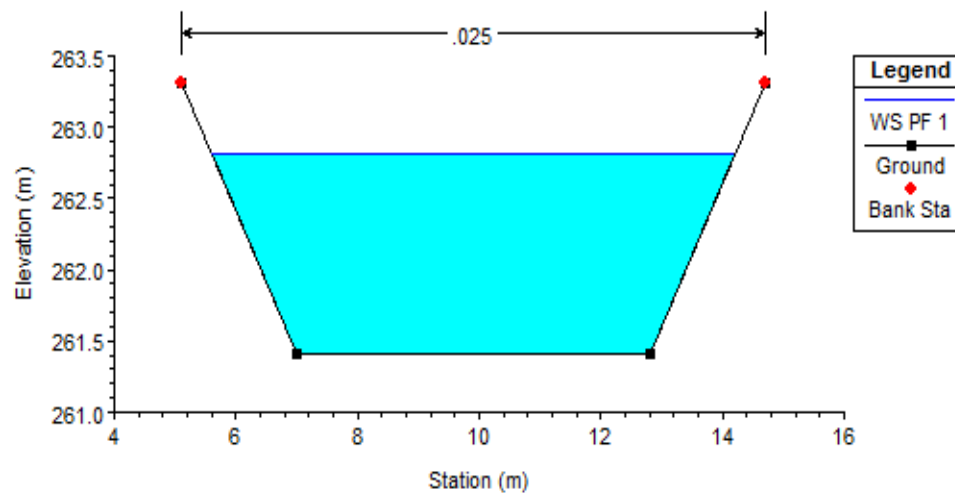


Figure V-8 : Profil en travers d'oued aménagé avec un canal en enrochement (premier tronçon)

Interprétation des résultats :

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued Tiresbara, et une vitesse varie de 4.57 m/s à 6.48 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un enrochement.

Tableau V-13 : Dimensions de l'aménagement (tronçon 2).

Tronçons	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	234	4.5	1	1.6	1.5
2	268	3.7	1	1.6	1.6
3	190	3.1	1	1.6	1.6
4	221	2	1	2	1.7

Tableau V-14 : Paramètres d'écoulement (tronçon 2)

Profil	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m ²)	Remarque
1	21.79	6.49	1.89	1.2	3.36	Régime torrentiel
2	21.79	6.03	1.72	1.26	3.61	Régime torrentiel
3	21.79	5.59	1.57	1.29	3.9	Régime torrentiel
4	21.79	4.82	1.32	1.35	4.53	Régime torrentiel

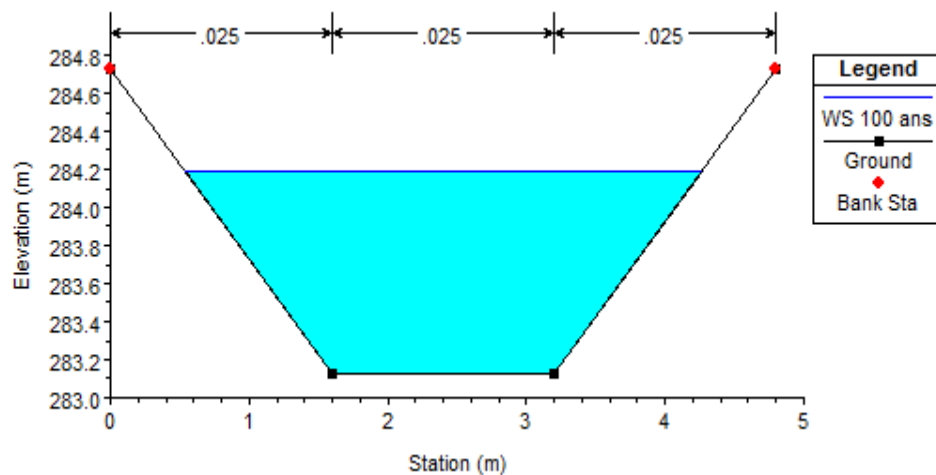


Figure V-9 : Profil en travers d'oued aménagé avec un canal en enrochement (deuxième tronçon)

Interprétation des résultats :

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued Tiresbara, et une vitesse varie de 4.82 m/s à 6.49 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un enrochement.

V.3.2.3 Estimation du cout de la variante :

L'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V-15 : Estimation du cout de projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m3	19059.403	250	4 764 851
	Remblai	m3	6415.52	200	1 283 104
	Pierre	m3	4363.7328	4500	19 636 798
	Géotextile	m3	441.970023	11000	4 861 670
2	Déblai	m3	3507.771	250	876 943
	Remblai	m3	1414.1229	200	282 825
	Pierre	m3	1277.4749	4500	5 748 637
	Géotextile	m3	206.40447	11000	2 270 449
Total					39 725 276

V.4. La variante choisie :

Les deux variantes (canal en béton, canal en enrochement) semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier la variante du canal d'enrochement est la plus économique.

V.5. Conclusion :

Au cours de ce chapitre, des variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection des zones urbaines et agricoles d'oued Tiresbara contre les inondations. Par la suite, une étude technico- économique a été élaborée pour choisir la plus favorable. Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal en enrochement pour les tronçons 1 et 2 et un recalibrage du tronçon n°3.

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1 Introduction

Dans ce volet nous allons faire une évolution quantitative et financière et déterminer les étapes d'organisation de chantier afin de gérer le bon déroulement des travaux de la réalisation de notre projet et arriver à son cout totale.

VI.2 Généralités

VI.2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier : (BEN HAFID, MS ; 1997)

L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement par les intervenants cités dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-1: les rôles des responsables dans un chantier

Responsable	Rôle
Le maître de l'ouvrage	Il peut être défini comme la personne morale ou physique pour laquelle l'ouvrage est construit, il en est le responsable principal et, en tant que tel, est tenu de respecter certaines obligations déterminées par la réglementation.
Le maître d'œuvre	Il est chargé de définir la solution et les moyens techniques qu'elle devra mettre en œuvre pour réaliser, maintenir, voire exploiter le produit fini en conformité avec le cahier des charges établi par la maîtrise d'ouvrage ; elle est responsable du respect des standards techniques de nature informatique et de la pérennité des produits livrés.
Entrepreneur (Entreprise)	Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de : • Etudie le projet de point de vue couts et prix.

	• Organise le chantier. • Elabore le planning d'exécution des travaux. • Commande le matériel et les matériaux. • Réalise les ouvrages prévus. • Analyse le bilan de fin de chantier.
Contrôleur technique	• Garantit sur le plan technique la bonne exécution. • Assure le contrôle des travaux pendant l'exécution. • Effectue tous les essais et contrôles. • Rédige les procès-verbaux et correspondants.

Remarque :

En fonction du contexte organisationnel, certaines actions peuvent glisser de la maîtrise d'œuvre vers la maîtrise d'ouvrage. Ainsi, la responsabilité relative au respect de standards techniques de nature informatique peut être prise en charge par la maîtrise d'ouvrage.

VI.2.2 Définitions des engins utilisés

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Tableau VI-2: Engins utilisés.

Tache	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dozers	
	Niveleuse	
	Camions	

	Dumpers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued

VI.2.3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

- **Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

- **Nivellement**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

- **Excavation des tranchées**

Cette opération se divise en deux étapes :

- ❖ Enlèvement de la couche végétale.
- ❖ Réalisation des fouilles.

La réalisation de la tranchée dépend des paramètres suivants :

- ❖ Environnement.
- ❖ Caractéristiques du canal.
- ❖ Nature du terrain (avec ou sans eau).
- ❖ Profondeur de réalisation.

VI.3 Devis quantitatif et estimatif du projet

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

Tableau VI-3 : Le devis des différents travaux.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m3	24424.174	250	6106043.4
Remblai	m3	11135.443	200	2227088.6
Pierre	m3	5641.2077	4500	25385435
Géotextile	m3	648.37449	11000	7132119.4
MONTANT HT				40850686
TVA 19%				7761630.4
TOTAL TTC				48612316

VI.5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous connaissons les opérations nécessaires au bon déroulement du projet et ceci avec une planification exacte de chaque phase de la réalisation de l'aménagement du l'oued traversant la ville de Zeddine.

Conclusion générale

Nous avons pu élaborer dans le cadre de cette étude, la pluie de projet qui nous a servi d'estimer le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau de la ville Zeddine et qui a été utilisé comme donnée d'entrée dans le modèle HEC-RAS, dans le but de faire une simulation de l'écoulement du cours d'eau et identifier par la suite, les zones à risque de débordement par temps de pluie.

En second lieu, nous avons proposé des solutions d'aménagements sous forme de différentes variantes. Une seule variante a été choisie, celle qui répond à notre objectif d'étude et qui est adéquate d'un point de vue technico-économique. En effet, la variante choisie comprend un aménagement, par enrochement des tronçons 1 et 2 et un recalibrage du tronçon 3.

Finalement, nous avons fait une étude d'organisation de chantier afin d'aboutir à une estimation de couts de projet qui a été évalué à **48612316 (DA)**.

Références bibliographiques

- Armando Lencastre.** « Hydraulique générale », Eyrolles éditeurs. Paris(1999).
- Benhafid** «Cours de protection et sécurité de travail ». ENSH.P60. (1997).
- Ben Sidi Ahmed l’Hachimi.** « Etude d’aménagement de oued Reghaia et ses affluents pour la protection contre les inondations des communes de Reghaia et ouled Hedadj (W.ALGER) ». Mémoire d’ingénieur d’Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l’Hydraulique. Blida. Algérie(2015).
- Bruno Ledoux.** «La gestion du risque d’inondation». Tec & Doc Lavoisier éditeurs. France (2006).
- Cherifa Abdelbaki, Mohamed Amine Allal, Mohammed Bachi.** «Cartographie de l’aléa inondation par approche hydraulique ». Univ Européenne éditeurs. Algérie(2011).
- Freddy Vinet.** « Le risque d’inondation ». Tec & Doc Lavoisier éditeurs. France(2010).
- Frederic P.Miller.** «Inondation». Alphascript publishing éditeurs. (2010).
- M. Hanif Chaudhry.** « Open-Channel Flow » Second Edition, 2014.
- M. Hanif Chaudhry.** «Règles parasismiques algériennes» RPA 99/ Version 2003.
- Benina.Touaibia.** « manuel pratique d’hydrologie». ENSH Blida Algérie(2004).
- Walter H.Graf, M.S.Altinakar.** « Hydraulique fluvial écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple». Waley éditeurs. Suisse(2000).

Annexes

Résultats de simulation à l'état naturel sur l'HEC-RAS :

Tableau 01 : Résultats du tronçon n°01

Débit	Cote de fond	N.L d'eau	profondeur	Critique	Vitesse	Froude
(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
21,89	299,12	300,25	1,13	300,25	2,63	1
21,89	297,57	298,76	1,19	298,76	2,53	1,01
21,89	295,53	296,76	1,23	296,76	2,59	1,01
21,89	294,11	295,7	1,59		1,96	0,64
21,89	293,64	295,25	1,61	295,25	3,16	1
21,89	293,79	294,93	1,14	294,93	2,43	1,02
21,89	291,72	293,36	1,64	293,36	2,63	1
21,89	291,51	293,26	1,75	293,26	2,19	1
21,89	291,22	293,25	2,03		1,22	0,39
21,89	290,71	293,28	2,57		0,61	0,15
21,89	291,29	293,03	1,74	293,03	2,19	0,99
21,89	289,34	290,96	1,62	290,96	2,81	1
21,89	288,88	290,29	1,41	290,29	2,68	1,01
21,89	287,8	288,83	1,03		2,04	0,78
21,89	286,46	288,89	2,43		1,21	0,32
21,89	286,92	288,82	1,9		1,43	0,45
21,89	287,14	288,44	1,3	288,44	2,71	1
21,89	284,84	287,95	3,11		0,84	0,22
21,89	285	287,55	2,55	287,55	2,73	1,01
21,89	284,57	285,97	1,4	285,97	2,67	1,01
21,89	283,32	285,16	1,84	285,16	3,04	1
21,89	281,14	282,85	1,71	282,85	2,91	1
21,89	280,76	282,37	1,61		0,95	0,3

21,89	280,75	281,96	1,21	281,96	2,78	1,01
42,1	279,75	281,12	1,37	281,12	2,68	1,01
42,1	278,61	280,5	1,89	280,5	3,27	1
42,1	278,03	280,2	2,17	280,2	3,49	1,01
42,1	277,22	279,38	2,16	279,38	3,38	1,01
42,1	276,45	278,39	1,94	278,39	3,44	1
42,1	275,51	277,66	2,15	277,66	3,25	1
42,1	274,86	276,59	1,73	276,59	3,12	1,01
42,1	273,76	275,52	1,76	275,52	2,82	1
42,1	273,16	274,84	1,68	274,84	2,65	1,01
42,1	272,22	273,72	1,5	273,72	2,84	1,01
42,1	271,81	273,08	1,27	273,08	2,68	1,01
42,1	271,33	272,76	1,43	272,76	3,04	1
42,1	270,96	272,38	1,42	272,38	2,88	1,01
42,1	270,96	271,91	0,95	271,91	2,53	1,01
42,1	270,59	271,66	1,07		2,24	0,82
42,1	270,28	271,35	1,07	271,35	2,65	1
42,1	268,62	271,32	2,7		1,82	0,51
65,51	268,18	270,69	2,51	270,69	3,21	1
65,51	266,57	268,5	1,93	268,5	2,97	1
65,51	264,2	266,46	2,26	266,46	4	1
65,51	263,44	265,96	2,52	265,96	3,22	1,01
65,51	263,05	265,63	2,58	265,48	3,01	0,84
65,51	263,36	265,6	2,24	265,6	2,91	1
65,51	262,33	265,04	2,71	265,04	3,16	0,99
65,51	261,52	263,62	2,1	263,62	3,01	1,01
65,51	261,51	263,39	1,88	263,39	2,88	1
65,51	260,83	262,29	1,46	262,29	2,98	1
65,51	260,38	261,58	1,2	261,58	2,97	1
65,51	259,99	261,46	1,47		2,27	0,65
65,51	259,04	260,92	1,88	260,92	3,2	1

Tableau 02 : Résultats du tronçon n°02

Débit	Cote de fond	N.L d'eau	profondeur	Critique	Vitesse	Froude
(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
21,79	299,22	300,43	1,21	300,43	2,77	1
21,79	297,02	298,4	1,38	298,4	2,79	1
21,79	296,28	298,05	1,77		1,62	0,47
21,79	296,16	297,61	1,45	297,61	3,04	1
21,79	293,51	294,97	1,46	294,97	2,75	1
21,79	291,63	292,83	1,2	292,83	2,7	1
21,79	290,13	291,04	0,91	291,04	2,74	1,01
21,79	289,81	290,83	1,02	290,83	2,61	1
21,79	289,65	290,59	0,94	290,59	2,69	1
21,79	288,09	289,1	1,01	289,1	2,7	1
21,79	287,58	288,44	0,86	288,44	2,69	1
21,79	285,75	286,54	0,79	286,54	2,7	1
21,79	284,17	285,24	1,07	285,24	2,77	1
21,79	282,35	284,73	2,38		0,92	0,21
21,79	283,11	284,35	1,24	284,35	2,73	1
21,79	280,69	281,81	1,12	281,81	2,72	1
21,79	277,25	278,62	1,37	278,62	2,88	1
21,79	276,75	278,16	1,41	278,16	2,74	1
21,79	274,33	275,41	1,08	275,41	2,81	1,01
21,79	271,69	273	1,31	273	2,89	1,01
21,79	270,31	272,26	1,95	272,23	3,03	0,98
21,79	270,48	271,96	1,48	271,96	2,71	1
21,79	270,44	271,62	1,18	271,62	2,77	1

Tableau 03 : Résultats du tronçon n°03

Débit	Cote de fond	N.L d'eau	profondeur	Critique	Vitesse	Froude
(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
13,09	303,99	304,79	0,8	304,79	2,28	1,01
13,09	301,14	302,01	0,87	302,01	2,4	1,01
13,09	300,22	301,75	1,53	301,75	2,11	1,02
13,09	299,71	300,85	1,14	300,85	2,6	1
13,09	299,1	300,18	1,08	300,18	2,45	1
13,09	297	298,37	1,37	298,37	2,59	1
13,09	294,4	295,71	1,31	295,71	2,47	1
13,09	292,45	293,7	1,25	293,7	2,56	1,01
13,09	292,33	293,29	0,96	293,29	2,36	1
13,09	289,37	290,53	1,16	290,53	2,47	1
13,09	285,65	287,02	1,37	287,02	2,93	1,01
13,09	283,51	285,09	1,58		1,58	0,54
13,09	283,33	284,7	1,37	284,7	2,95	1
13,09	283,21	284,5	1,29	284,5	2,68	1,01
13,09	282,62	283,56	0,94	283,56	2,81	1,01
13,09	281,54	282,54	1	282,54	2,64	1
13,09	281,15	282,32	1,17	282,32	2,57	1
13,09	279,99	280,76	0,77	280,76	1,96	1