

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE BOUDOUAOU  
CONTRE LES INONDATIONS**

### **PRESENTE PAR :**

**BENAYAD NASREDDINE**

### **Devant les membres du jury**

	<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>Mr</b>	<b>M.K.MIHOUBI</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>Mme</b>	<b>D.DJODAR</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>Mr</b>	<b>M.D BENSALAH</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>Mr</b>	<b>I.ZAIBAK</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>Mr</b>	<b>A.ZEROUAL</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Promoteur</b>

**Session - 2018**

تعتبر مدينة بودواو الواقعة بولاية بومرداس من المدن المهددة بالفيضانات نتيجة لارتفاع منسوب واد بودواو. ومن أجل إيجاد حل لهذه المشكلة قمنا بدراسة مفصلة لحوض واد بودواو وحددنا معالمه الجغرافية والهندسية والمرفولوجية والهيدروغرافية باستعمال برنامج ArcGis. وحددنا أيضا خصائصه المناخية والهيدروولوجية. هذه الدراسة مكنتنا من تحديد كمية التدفق القصوى. قمنا بعدها بإنشاء خريطة للمناطق المهددة بالفيضانات باستعمال البرامج HECRAS وHEC-GeoRAS، وفي الأخير اخترنا النموذج الأمثل لحماية المدينة.

كلمات مفتاحية: فيضان، واد، تدفق، حوض تصريف.

## Résumé

La ville de Boudouaou, située dans la wilaya de Boumerdes est une ville menacée par les inondations engendrées par le débordement de l'oued Boudouaou. Afin de remédier à ce problème, nous avons mené une étude détaillée du bassin versant de l'oued Boudouaou et identifié ses caractéristiques géographiques, Géométriques, morphologiques et hydrographiques à l'aide du logiciel ArcGis suivi d'une étude climatique et hydrologique. Cela nous a permis de déterminer le débit de projet ainsi la carte des zones inondables à l'aide des logiciels **HEC RAS** et HEC-GeoRAS. Enfin, le meilleur modèle de protection de la ville a été choisi.

Mots clés : inondations, oued, débit, bassin versant.

## Abstract

The town of Boudouaou is threatened by floods due to the Wadi Boudouaou overflow. In order to find a solution to this problem, we conducted a detailed study of the wadi Boudouaou watershed and identified its geographic, geometric, morphologic and hydrographic characteristics using the ArcGis program. We have also figure out its climatic and hydrologic features. This study allowed us to determine the maximum amount of flow. We then created a flood zone map using HEC RAS and HEC-GeoRAS software. Finally, we chose the best protection model of the city.

Words keys: floods, wadi, flow, watershed.

## **Chapitre I Etude bibliographique**

Introduction.....	1
II.1 Les inondations .....	1
II.2 La crue.....	1
II.3 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau .....	2
II.3.1 Lit d'un cours d'eau.....	2
II.4 Types d'inondation .....	3
II.4.1 La montée lente des eaux en région de plaine.....	3
II.4.2 La formation rapide de crues torrentielles.....	4
II.4.3 Le ruissellement pluvial en secteur urbain .....	4
II.5 Les causes d'inondation en Algérie .....	5
II.5.1 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation). .....	5
II.5.2 Les crues catastrophiques.....	6
II.6 Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2011) .....	7
II.7 Les inondations dans la zone d'étude.....	9
Conclusion .....	9

## **Chapitre II Présentation de la zone d'étude**

I.1. Contexte régional .....	10
I.2. Caractéristiques de la commune de boudouou.....	11
I.3. Vocation de la commune de boudouou .....	12

## **Chapitre III Etude hydrologique**

Introduction .....	13
III.1. Caractéristiques principales du bassin versant.....	13
III.1.1. Bassin versant .....	13
III.1.2. Caractéristiques géographiques du bassin versant .....	14
III.1.3. Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	15
III.1.4. Caractéristiques morphologiques du bassin versant .....	15
III.1.5. Paramètres du relief .....	17
III.1.6. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant .....	21
III.2. Caractéristiques climatiques : .....	26
III.2.1. Température de l'air : .....	26

III.2.2.Evapotranspiration potentielle : .....	27
III.2.3.Pluviométrie .....	28
III.2.4.Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités .....	33
III.2.5.Etude des apports .....	35
III.2.6.Etudes des crues .....	38
Conclusion .....	47

## **Chapitre IV Etude des écoulements dans le cours d'eau non aménagé.**

Introduction.....	48
IV.1 Généralités .....	48
IV.1.1 Ecoulement à surface libre.....	48
IV.1.2 Canaux à ciel ouvert .....	48
IV.1.3 Différents types de Canaux.....	48
IV.1.4 Types d'écoulements .....	49
IV.2.1 Dimensionnement des canaux .....	50
IV.2.2 Les conditions de l'écoulement uniforme.....	50
IV.2.3 Les formules de calcul .....	51
IV.2.4 Détermination de coefficient de Chézy .....	51
IV.3 Les paramètres géométriques .....	52
IV.3.1 Le choix de la section de meilleure conductivité.....	52
IV.3.2 Calculs du rayon hydraulique maximal .....	53
IV.3.3 Calcul de la profondeur normal $h_n$ .....	54
IV.3.4 Calcul de la profondeur critique $h_{cr}$ .....	55
IV.3.5 Calcul de la pente critique .....	56
IV.3.6 Nombre de Froude .....	56
IV.4 Calcul de la ligne d'eau .....	57
IV.4.1 Equation de la ligne d'eau .....	57
IV.4.2 Les différentes formes de courbe de remous .....	57
IV.4.3 Calcul de la surface d'eau .....	60
IV .5 Calcul du ressaut.....	60
Calcul avant l'aménagement de l'Oued.....	62
Conclusion .....	76

## Chapitre V Aménagement de l'oued

Introduction.....	76
V.1 Principes d'aménagements.....	76
V.1.1Laminage des crues.....	76
V.1.2Augmentation de la capacité du cours d'eau.....	76
V.1.3La maîtrise du ruissellement sur le bassin versant.....	77
V.2 Description de variante.....	77
V.2.1Dimensionnement de canal.....	77
V.2.2Description de travaux.....	79
V.2.3Ouvrages particuliers.....	79
V.3 Modélisation par le logiciel HEC-RAS.....	80
V.3.1Discussion des résultats.....	82
Conclusion.....	83
Conclusion générale	

## Liste des Figures

### Chapitre I Eude bibliographique

<b>Figure II.1</b> Niveau de crue au niveau des lits de l'oued. ....	2
<b>Figure II.2</b> Lit mineur. ....	3
<b>Figure II.3</b> Lit moyen.....	3
<b>Figure II.4</b> Lit majeur. ....	4
<b>Figure II.5</b> Les inondations de plaine par la montée de la nappe. ....	4
<b>Figure II.6</b> Les inondations des crues torrentielles. ....	5
<b>Figure II.7</b> Les inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain. ....	5
<b>Figure II.8</b> Distribution des perturbations par année. ....	6

### Chapitre II Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I.1</b> les frontières du commun de Boudouaou.....	11
<b>Figure I.2</b> Image de Boudouaou téléchargé à partir de SAS.Planet. ....	13

### Chapitre III Etude hydrologique

<b>Figure III.01</b> Bassin versant de l'Oued Boudouaou.....	15
<b>Figure III.02</b> Rectangle équivalent. ....	18
<b>Figure III.03</b> Courbe hypsométrique du bassin de Boudouaou.....	19
<b>Figure III.04</b> carte hypsométrique du bassin de Boudouaou.....	20
<b>Figure III.05</b> Réseaux hydrographique de l'Oued de Boudouaou.....	24
<b>Figure III.06</b> Profil en long.....	25
<b>Figure III.07</b> Répartition mensuelle des températures. ....	28
<b>Figure III.08</b> Répartition mensuelle de l'évapotranspiration. ....	29
<b>Figure III.09</b> Répartition mensuelle des pluies. ....	30
<b>Figure III.10</b> Représentation graphique de la loi de Gumbel. ....	32
<b>Figure III.11</b> Représentation graphique de la loi Log-normal.....	33
<b>Figure III.12</b> Représentation des courbes de Pluies de courtes durées de différentes fréquences. ....	35
<b>Figure III.13</b> Graphe de la méthode de gradex.....	44
<b>Figure III.14</b> Hydrogramme de crue.....	48

## Chapitre IV Etude des écoulements dans le cours d'eau non aménagé.

<b>Figure IV.01</b> Canal naturel.....	50
<b>Figure IV.02</b> Canal à forme rectangulaire.....	54
<b>Figure IV.03</b> Canal Trapézoïdale .....	55
<b>Figure IV.04</b> Relation entre le tirant d'eau et le débit normal.....	55
<b>Figure IV.05</b> Energie spécifique en fonction de profondeur. ....	57
<b>Figure IV.06</b> Différentes formes de courbes de remous. ....	59
<b>Figure IV.07</b> schéma d'un ressaut hydraulique. ....	61
<b>Figure IV.08</b> Typologie des ressauts. ....	62
<b>Figure IV.09</b> Modèle utilisé par HEC-RAS.....	64
<b>Figure IV.10</b> Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....	66
<b>Figure IV.11</b> Définition du tracé de l'Oued et des sections. ....	67
<b>Figure IV.12</b> Définition des sections en travers de l'oued. ....	67
<b>Figure IV.13</b> Définition de la crue et des conditions aux limites. ....	68
<b>Figure IV.14</b> Sections en travers de lit de l'oued. ....	68
<b>Figure IV.15</b> Sections en travers de lit de l'oued (suit).....	69
<b>Figure IV.16</b> Sections en travers de lit de l'oued (suit).....	70
<b>Figure IV.17</b> Profil en long de l'oued des sections choisies.....	72
<b>Figure IV.18</b> Carte de zone inondable.....	73
<b>Figure IV.19</b> Sections en travers de lit de l'oued après simulation. ....	74
<b>Figure IV.20</b> Sections en travers de lit de l'oued après simulation (suit).....	75

## Chapitre V Aménagement de l'oued

<b>Figure V.1</b> Volume à stocker dans le bassin.....	76
<b>Figure V.2</b> les sections en travers du canal projeté après la simulation.....	80
<b>Figure V.3</b> les sections en travers du canal projeté après la simulation (suit) .....	81
<b>Figure V.4</b> les sections en travers du canal projeté après la simulation.....	82

## Liste des Tableaux

### Chapitre III Etude hydrologique

<b>Tableau III.01</b> calcule de rectangle équivalent .....	18
<b>Tableau III.02</b> Coordonnées de la courbe hypsométrique. ....	19
<b>Tableau III.03</b> Tableau récapitulatif des résultats précédents. ....	20
<b>Tableau III.04</b> Evaluation de la pente moyenne.....	21
<b>Tableau III.05</b> Détermination de la pente M.Roche Ip. ....	22
<b>Tableau III.06</b> Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant. ....	27
<b>Tableau III.07</b> Répartition Mensuelle des températures mesurées à la station de Dar El Beida pour la periode 1962-2010.....	28
<b>Tableau III.08</b> Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle en mm .....	28
<b>Tableau III.09</b> les stations pluviométriques. ....	29
<b>Tableau III.10</b> Répartition mensuelle des précipitations.....	29
<b>Tableau III.11</b> Pluies maximales journalières prise de la station 020646 (Source ANRH)	30
<b>Tableau III.12</b> Caractéristique de la série pluviométrique (39 ans). ....	31
<b>Tableau III.13</b> Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	32
<b>Tableau III.14</b> Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.	32
<b>Tableau III.15</b> Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal. ....	33
<b>Tableau III.16</b> Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon...	33
<b>Tableau III.17</b> Comparaison des caractéristiques des lois. ....	34
<b>Tableau III.18</b> Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités. ....	35
<b>Tableau III.19</b> Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant .....	38
<b>Tableau III.20</b> Tableau récapitulatif des débits maxima de crue (m <sup>3</sup> /s).....	41
<b>Tableau III.21</b> Débits de pointe par la méthode GRADEX .....	44
<b>Tableau III.22</b> Les valeurs des débits de pointe optées.....	45
<b>Tableau III.23</b> Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	46
<b>Tableau III.24</b> Calculer de l'hydrogramme de crue. ....	47



## **Chapitre IV Etude des écoulements dans le cours d'eau non aménagé.**

<b>Tableau IV.01</b> Différentes formes de courbes de remous. ....	60
<b>Tableau IV.02</b> Différents types de ressaut.....	62
<b>Tableau IV.03</b> Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning. ....	65
<b>Tableau IV.04</b> Valeurs estimées pour le coefficient de Manning en fonction de la nature des parois.....	65
<b>Tableau IV.05</b> Paramètres hydrauliques des quelques section avec le minimum et le maximum. ....	71

## **Chapitre V Aménagement de l'oued**

<b>Tableau V.1</b> coefficient de rugosité.....	78
<b>Tableau V.2</b> Résultat de dimensionnement de canal .....	79
<b>Tableau V.3</b> Vérification hydraulique des traversées d'Oued Boudouaou. ....	80

## Introduction

Les inondations constituent un risque majeur sur le territoire national, mais également en Afrique et dans le monde entier. Au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, elles font environ 20 000 victimes par an. Certaines résultent de phénomènes qui se renouvellent chaque année comme la mousson, d'autres sont le fait de circonstances particulières.

La commune de Boudouaou est confrontée aux phénomènes des crues et des inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Dans le cadre de ce travail, on s'intéresse à l'étude des aménagements à mettre en place sur le bassin versant de la commune. Ce bassin versant est associé à un cours d'eau temporaire dont les crues peuvent être particulièrement violentes qui le traverse de l'amont vers l'aval. L'étude doit aboutir au dimensionnement d'ouvrages permettant de transiter les débits de projet avec un niveau de protection adapté selon les enjeux existants.

Dans le bassin versant de Boudouaou, les inondations sont dues aux ruissellements localisés, de stagnation des eaux engendrée par des pluies durables, des débordements de l'Oued Boudouaou en crue. Ajoutés à ces causes, des facteurs aggravent ces inondations :

- l'intensité et la durée des précipitations.
- l'importance de la surface et de la pente du bassin versant.
- le manque de végétation et de capacité d'absorption du sol.
- le mauvais entretien des cours d'eau (absence de curage qui entraîne un mauvais écoulement dans le lit de l'Oued et donc un débordement).

L'objectif principal est de dimensionner et adapter un ouvrage de transit des eaux pluviales d'amont en aval, où se trouve le rejet dans le milieu naturel. Une visite des ouvrages et du site avec l'entreprise qui fait la réalisation de projet ont permis de comprendre les différentes contraintes liées au terrain.

Le projet final choisi est un canal de multi formes (rectangulaire, trapézoïdal, et mixte) parcourant la ville dans la zone à fort risque d'inondation. Une modélisation plus poussée avec le logiciel HEC-RAS a permis de simuler plus précisément le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage et d'en affiner le dimensionnement au vue de son intégration dans le paysage urbain de la ville.

## Chapitre I Etude bibliographique

### Introduction

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et inondations, qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et sociale. Plusieurs régions, de par leur topographie sont menacées par ces catastrophes hydrologiques aussi bien au Nord qu'au Sud.

### I.1 Les inondations

Le mot inondation vient du latin : « inundatio » qui signifie submersion. L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

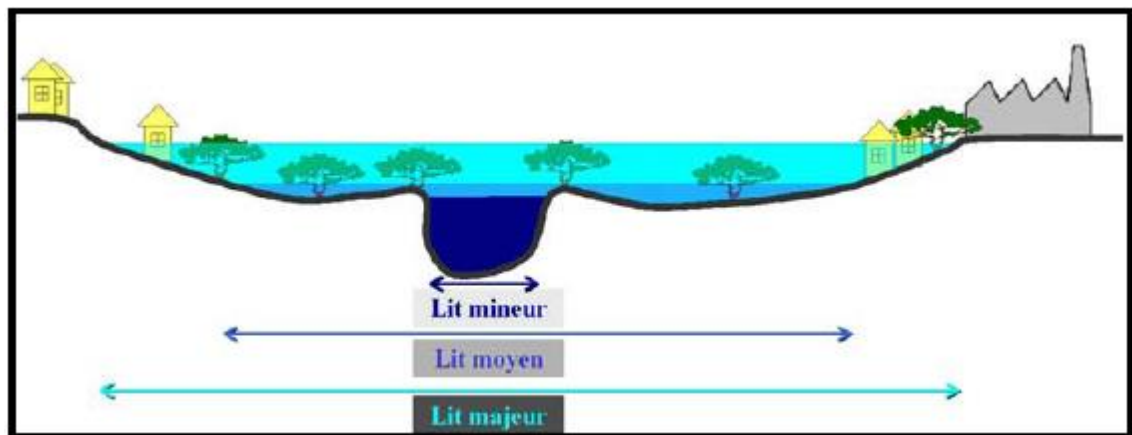


Figure I.1 Niveau de crue au niveau des lits de l'oued.

### I.2 La crue

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue.

Ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

### I.3 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

#### I.3.1 Lit d'un cours d'eau

Le lit d'un cours d'eau est, en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle s'écoule gravitairement un courant d'eau. De manière classique, Ce lit de la rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte on conçoit que ses dimensions soient fortement liées aux régimes hydrologiques.

On distingue le lit mineur limité par des berges, du lit majeur occupé temporairement par les eaux débordantes et le lit moyen qui est entre les deux lits cités.

**a) 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).



Figure I.2 Lit mineur.

**b) Lit moyen** : Sous certains climats, notamment méditerranéens, on peut identifier un lit moyen. Pour les crues de période de retour de 1 à 10 ans, l'inondation submerge les terres bordant la rivière et s'étend dans le lit moyen. Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes (cf chapitre sur la qualification de l'aléa).



Figure I.3 Lit moyen.

**c) Lit majeur** : Le lit majeur 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 des crues exceptionnelles.

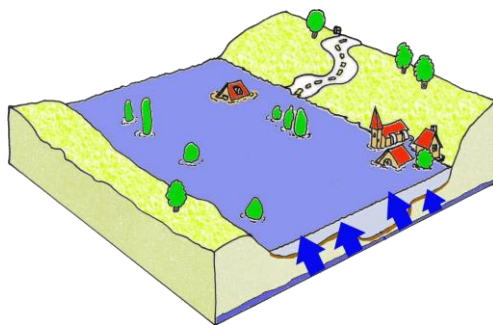


Figure I.4 Lit majeur.

## I.4 Types d'inondation

### I.4.1 La montée lente des eaux en région de plaine

Les inondations de plaine se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur. Après une ou plusieurs années pluvieuses, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise : on parle d'inondation par remontée de nappe phréatique. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines.



- **Causée par une saturation des nappes phréatiques.**
- **Crue et décrue très lentes.**

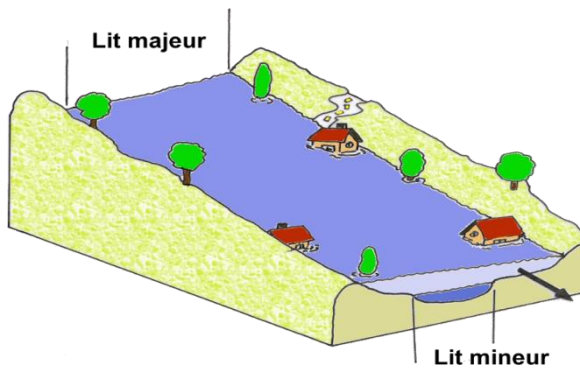
Figure I.5 Les inondations de plaine par la montée de la nappe.

On distingue 02 types de débordements dans l'inondation en région de la plaine

- **Par débordement direct :** Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur.
- **Par débordement indirect :** La rivière sort de son lit mineur lentement et peut inonder la plaine pendant une période relativement longue. Les eaux remontent (siphonage) par les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement, d'eaux pluviales.

### I.4.2 La formation rapide de crues torrentielles

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes.



- **Crue très rapide sur un bassin versant à forte pente.**
- **Transport de matériaux, embâcles, transformation du lit.**

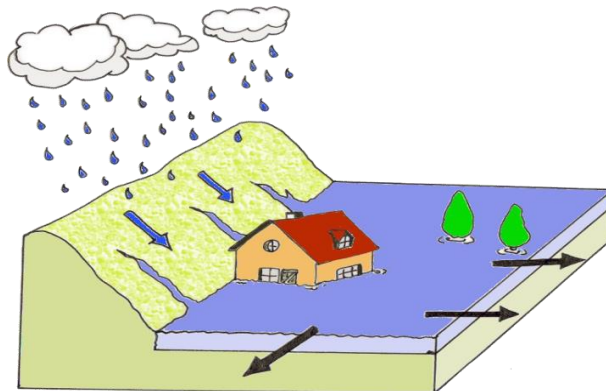
**Figure I.6** Les inondations des crues torrentielles.

Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments et de flottants (bois morts, etc.), ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées. Ces dernières peuvent former des barrages, appelés embâcles, qui, s'ils viennent à céder, libèrent une énorme vague pouvant être mortelle. Ce phénomène se rencontre dans les zones montagneuses, mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité.

#### **I.4.3 Le ruissellement pluvial en secteur urbain**

Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un événement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines. Il existe différents types de ruissellement :

- Le ruissellement diffus dont l'épaisseur est faible et dont les filets d'eau buttent et se divisent sur le moindre obstacle.
- Le ruissellement concentré organisé en rigoles ou ravines parallèles le long de la plus grande pente. Il commence à éroder et peut marquer temporairement sa trace sur le versant.
- Le ruissellement en nappe, plutôt fréquent sur les pentes faibles, occupe toute la surface du versant.



- **Causé par des épisodes orageux violents.**
- **Sur de petits bassins versants.**

**Figure I.7** Les inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain.

Le ruissellement est d'autant plus important que les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus violentes. Mais il demeure un phénomène naturel que l'on ne peut pas empêcher. Malheureusement, l'intervention humaine est parfois source d'aggravation de ce phénomène.

L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc.) et par les pratiques culturales limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues.

### I.5 Les cause d'inondation en Algérie

#### I.5.1 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation).

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifié liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales.

Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévères" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90. (Touati A, 2010)

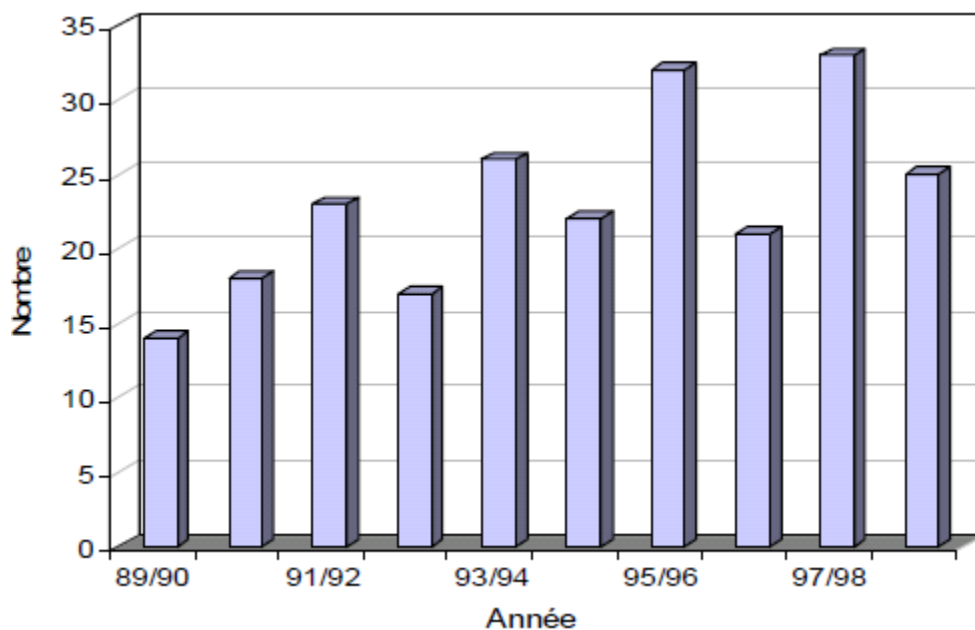


Figure I.8 Distribution des perturbations par année.

### **I.5.2 Les crues catastrophiques (Touati A, 2010)**

Les précipitations sont caractérisées par une très forte irrégularité saisonnière qu'interannuelle entraînant des étiages extrêmement sévères des cours d'eau, et inversement des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérables.

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement, diffèrent d'une région à une autre, et cela en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent. Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations est l'arrivée d'importantes chutes de pluie, d'autres facteurs interviennent, soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques provoquées par la présence des détritiques et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit du cours d'eau.

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie peuvent être classées en trois types :

**a)** Inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc...

**b)** Inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les détritiques et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières : les cas de la ville de Tiaret inondée presque chaque hiver, et la plaine de M'Zab où des inondations se produisent tous les 2 à 3 ans illustrant parfaitement l'influence de ces facteurs.

**c)** Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou, Sidi Bel Abbès) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

**a)** Inondations engendrées par des crues torrentielles ou crues éclair, et affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km<sup>2</sup> et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne, et en été. Les crues



de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des cours d'eau passent de quelques m<sup>3</sup>/s à plusieurs milliers de m<sup>3</sup>/s en 2 ou 3 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'Hiou, le 20 octobre 1993 en est un exemple, en 20 minutes de pluies des dégâts importants sont enregistrés, 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.

b) Inondations des grands bassins versants résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée (10 à 15 jours). Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

## I.6 Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2011)

(Touati A, 2010)

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité, et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées. Un premier travail de recensement de ces inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondabilité et de fournir certains paramètres hydrologiques caractérisant ces événements.

- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzagga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
- **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.
- **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3

jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :

- **Jijel** : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
- **Constantine** : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
- **Skikda** : 8000 habitations envahies.
- **Guelma** : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
- **Khenchela** : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
- **Oum – El – Bouaghi** : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
  - **29 décembre 1984 au 01 janvier 1985** : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.
  - **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.
  - **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
  - **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
  - **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'importants dégâts sont aussi occasionnés.
  - **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants :
- **Ghardaïa** : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
- **Laghouat** : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
- **Mascara** : deux mots et importants dégâts matériels.
- **Tissemsilt** : neuf morts.
- **Sidi Bel Abbès** : deux morts.
  - **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.
  - **14 janvier 1999** : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.

- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.
- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m<sup>3</sup>/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- **01 octobre 2011** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à ElBayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued. Telle que les inondations de la ville d'El Bayadh avec 60 mm de pluie enregistrées entre 17 :00 et 18 :00 et des pertes humaines (11 victimes, 01 fillette disparue, 34 blessés) avec des dégâts importants (destruction de l'ensemble des habitations précaires situées à proximité de l'oued, 02 passerelles et plusieurs tronçons de routes ont été emportés), les dégâts matériels occasionnés par cette catastrophe meurtrière sont estimés à près de 600 milliards de centimes par le wali d'El Bayadh.

### **I.7 Les inondations dans la zone d'étude**

La ville de Boudouaou, traversée par un cours d'eau temporaire dont les crues peuvent être particulièrement violentes est depuis toujours sujette aux inondations. L'histoire est jalonnée de sinistres plus ou moins catastrophiques dont les chroniques datent de plus de 100 ans.

### **Conclusion**

En Algérie, la majorité des crues et inondations sont dues à des précipitations torrentielles qui engendrent des dégâts humains et matériels considérables (catastrophe de Bab El Oued le 10/11/2001). Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes. La description du régime des crues d'un bassin versant nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, et à l'aide d'une analyse statistique permet de connaître avec un certain degré d'erreur la nature de ce régime ainsi le débit de pointe, qui sera l'objet de prochain chapitre.

## Chapitre II présentation de la zone d'étude

Le chapitre est consacré à une description générale de la ville de Boudouaou.

### II.1. Contexte régional

Le territoire de Boudouaou se caractérise par sa situation géographique particulière qui fait de lui une zone de transition de la plaine vers la zone montagneuse. La configuration du milieu physique de la commune de Boudouaou est constituée de deux zones physiques bien distinctes :

- Le nord de la commune est constitué par la terminaison orientale de la plaine de la Mitidja
- Le Sud de la commune est formé d'une série de collines qui constituent la transition avec les massifs montagneux de l'Atlas Blidéen.

### II.2. Caractéristiques de la commune de Boudouaou

Boudouaou, chef-lieu de Daïra, depuis le découpage administratif de février 1984, est situé à 10 Km du Chef-lieu de Wilaya Boumerdes et à environs 35 km de la capitale. Cette position lui confère une importance particulière qui se reflète sur une croissance démographique très élevée.

Elle est limité par :

- Au Nord par la commune de Boudouaou El Bahri.
- Au Nord Est par la commune de Corso.
- A l'Est par la commune de Tidjelabine.
- Au Sud par les communes de Keddara et Kharouba.
- A l'Ouest par les communes d'OuledMoussa, OuledHaddadj et Réghaia.



Figure II.1 les frontières du commun de Boudouaou

Boudouaou est une commune qui se caractérise par une population importante concentrée notamment au niveau du chef-lieu. Cette population évaluée à 71 238 habitants selon recensement général de la population et de l'habitat de 2008 sur le site de l'ONS , est répartie sur une superficie de 42 Km<sup>2</sup>.

### **II.3. Vocation de la commune de Boudouaou**

La position par rapport aux axes routiers est l'un des principaux atouts de la commune. En effet, on dénombre quatre axes d'importance nationale :

- a- Réseau routier : la RN5, la RN61, la RN29, la RN29 A.
- b- Réseau Ferroviaire : La ligne Alger Thénia (à doubles voies).

Boudouaou occupe une position très importante par rapport au réseau de communication (réseau routier et ferroviaire très important) la reliant à la capitale qui est située à 35 km. Cet état de fait a favorisé son développement et a fait d'elle une commune très attractive notamment au niveau de son chef-lieu.

En effet, la croissance urbaine entre 1987 et 2008 se caractérise par un taux d'accroissement démographique de 2.80 et un taux d'agglomération de 78% qui dépasse la moyenne nationale enregistrée pour la même période ; ce qui révèle que la ville de Boudouaou est très attractive.





**Figure II.2** Image de Boudouaou téléchargé à partir de SAS.Planet with LIBTIFF (date de téléchargement 30/04/2018).

## Chapitre III Etude hydrologique

### Introduction

Ce chapitre, ayant pour objet essentiel la détermination des principaux paramètres hydrologiques nécessaires au pré-dimensionnement des ouvrages hydrauliques projetés, rentre dans le cadre de l'étude de protection de la ville de Boudouaou contre les eaux pluviales, dans la Wilaya de Boumerdes.

Il faut tout d'abord délimiter le bassin versant et en suite déterminer les courbes de niveaux, le réseau hydrographique et les courbes hypsométriques... Cette délimitation se fait à l'aide d'un SIG (système d'information géographique) à base des MNT (modèle numérique de terrain) en utilisant le logiciel ArcGIS 10.2.2.

### III.1. Caractéristiques principales du bassin versant

#### III.1.1. Bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un système, est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. La forme du bassin a une influence sur l'écoulement. En effet un bassin étroit aura une temps de réponse supérieure par rapport à un autre bassin plus large à parité des autres caractéristiques. Le bassin versant de l'Oued Boudouaou, artère hydrographique primaire de la zone d'étude, abrite intégralement la zone urbaine de la ville de Boudouaou dans son exutoire à l'entrée au niveau de l'autoroute n°05 comme à la sortie, au niveau des chemins de fer. Ayant une superficie de 132.9 km<sup>2</sup> à l'entrée de la zone urbaine de Boudouaou, il couvre une surface globale estimée à 138.8 km<sup>2</sup> à son exutoire aval près des chemins de fer. Culminant à une altitude de 1047 m, au sud du bassin, dans le Djebel Zima au sud des Monts de Bouzegza, le bassin est limité au Nord par la ville de Boudouaou, au sud par le bassin de l'Isser, à l'Est par le village de Keddara et à l'ouest par le barrage de Hamiz. Sous forme d'impluvium encaissé, ce bassin représente le premier cours d'eau important provoquant les inondations assez fréquentes de la ville, en favorisant par débordement les eaux pluviales intensives précipitées localement.

En ce sens, conformément au but de l'étude, il a été possible de fournir en différents sites, exutoires des bassins affluents, certains paramètres hydrologiques tels que les débits de pointe pour différentes fréquences statistiques, les hydrogrammes de crue correspondants et leurs volumes pour différentes périodes de retour, ainsi que les Intensités – Durées - Fréquences, nécessaires pour la réalisation d'un projet d'assainissement hydraulique urbain.

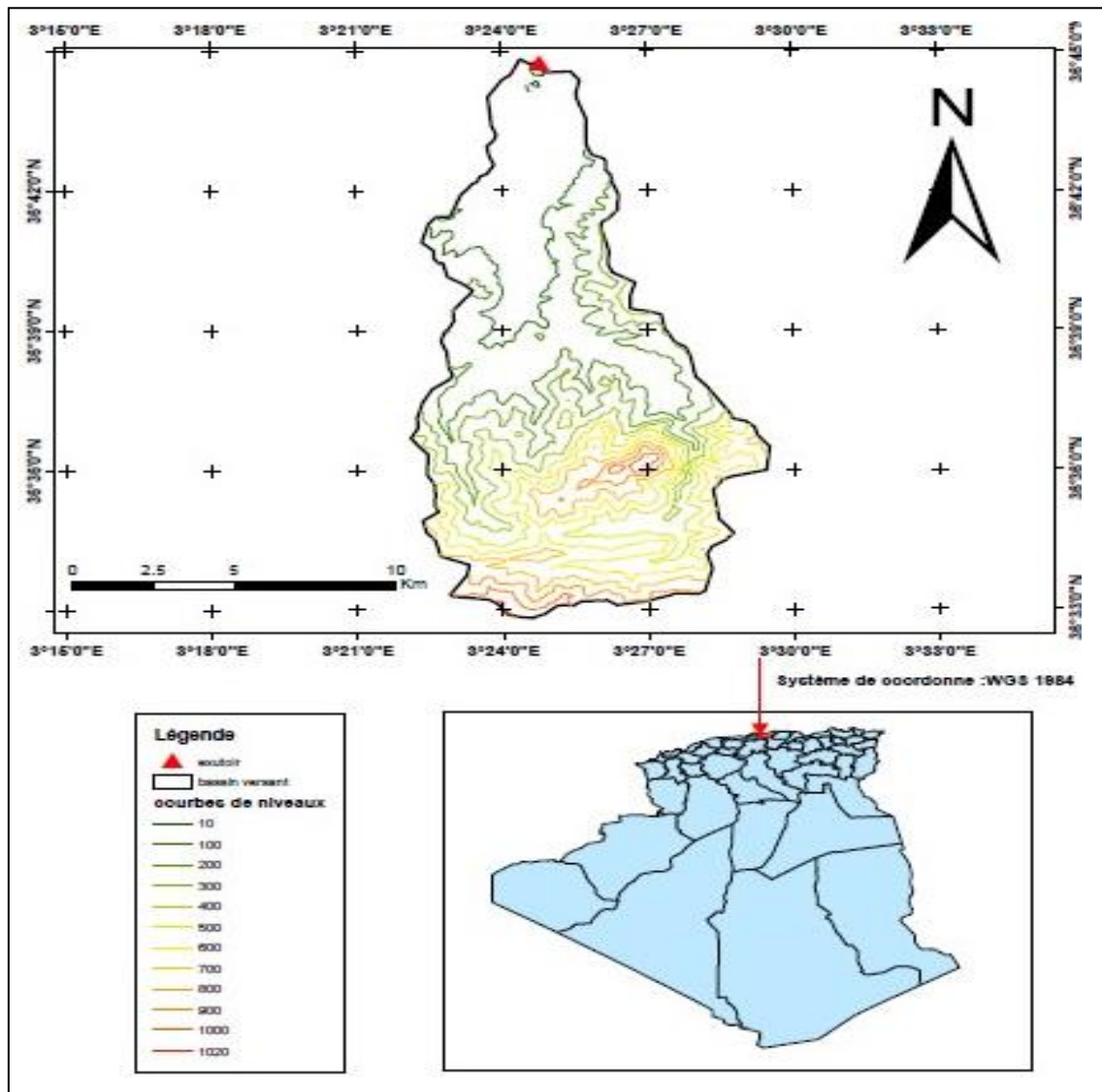
**III.1.2. Caractéristiques géographiques du bassin versant**

Les coordonnées UTM (Fuseau 31) de l'exutoire au site du chemin de fer sont les suivantes :

**Longitude X = 536,87km.**

**Latitude Y = 4066,48 km.**

**Altitude Z = 8 m.**



**Figure III.1** Bassin versant de l'Oued Boudouaou



### III.1.3. Caractéristiques géométriques du bassin versant

Les caractéristiques géométriques du bassin versant ont été déterminées directement en utilisant le logiciel ArcGis.

Surface du bassin versant :  $S = 138,790274 \text{ km}^2$ .

Périmètre du bassin versant :  $P = 61,804237 \text{ km}$ ,

Longueur du thalweg principal :  $L_{cp} = 12,8 \text{ km}$

### III.1.4. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

#### III.1.4.1. Indice de compacité

L'indice de compacité  $K_c$  d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre.

Nous Avon :

$$K_c = \frac{\text{périmètre du bassin versant}}{\text{périmètre du cercle de même superficie}} \quad (\text{III.1})$$

On a:  $S = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$  (III.2)

Avec:

**S**: superficies ( $\text{km}^2$ )

**R**: rayon (km)

$$P_c = 2\pi R \quad (\text{III.3})$$

Donc :

$$P_c = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.4})$$

$$\text{A.N : } K_c = 1,469$$

**Avec :**

**$K_c$**  : Indice de compacité (sans dimension).

**S** : Surface du bassin versant [ $\text{km}^2$ ].

**P** : Périmètre du bassin versant [km].

**$P_c$**  : Périmètre du cercle [km].

D'après la formule de  $K_c$  on distingue trois cas :

$K_c = 1$  : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

$K_c = 1,12$  : Lorsque le bassin est carrée.

$K_c > 1,12$  : Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons Comme :  $K_c > 1,12$ .

Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est allongée.

### III.1.4.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (III.5)$$

Avec :

L : La longueur du talweg principal.

S : La superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc :  $Ca = 1,18$

Plus  $K_P$  est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

### III.1.4.2. Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$S = L \cdot l \quad P/2 = L + l \quad (III.6)$$

Avec : L : longueur de rectangle équivalent.

l : largeur de rectangle équivalent.

$$\text{Donc :} \quad L, l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (III.7)$$

AN: L = 25,18 Km

l = 5,51 Km

Tableau III.1 calcul de rectangle équivalent

courbe	de (m)	vers(m)	Surface (km <sup>2</sup> )	Pourcentage(%)	Li(km)
1	8	100	26,832	19,34	4,871
2	100	200	26,825	19,34	4,869
3	200	300	16,979	12,24	3,082
4	300	400	12,699	9,16	2,305
5	400	500	12,614	9,09	2,290
6	500	600	14,417	10,39	2,617
7	600	700	14,415	10,39	2,617
8	700	800	8,265	5,96	1,500
9	800	900	3,815	2,75	0,692
10	900	1047	1,856	1,34	0,337

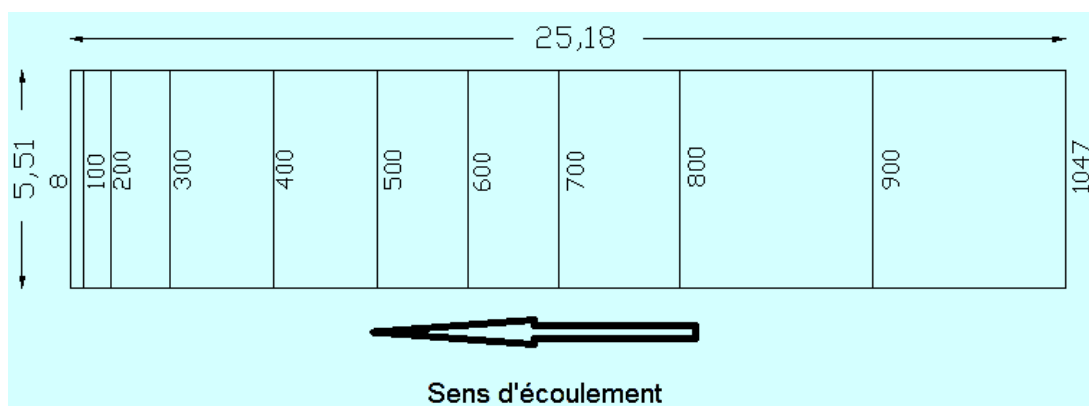


Figure III.2 Rectangle équivalent.

### III.1.5. Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues. Notre but recherche est la détermination de la classe de relief.

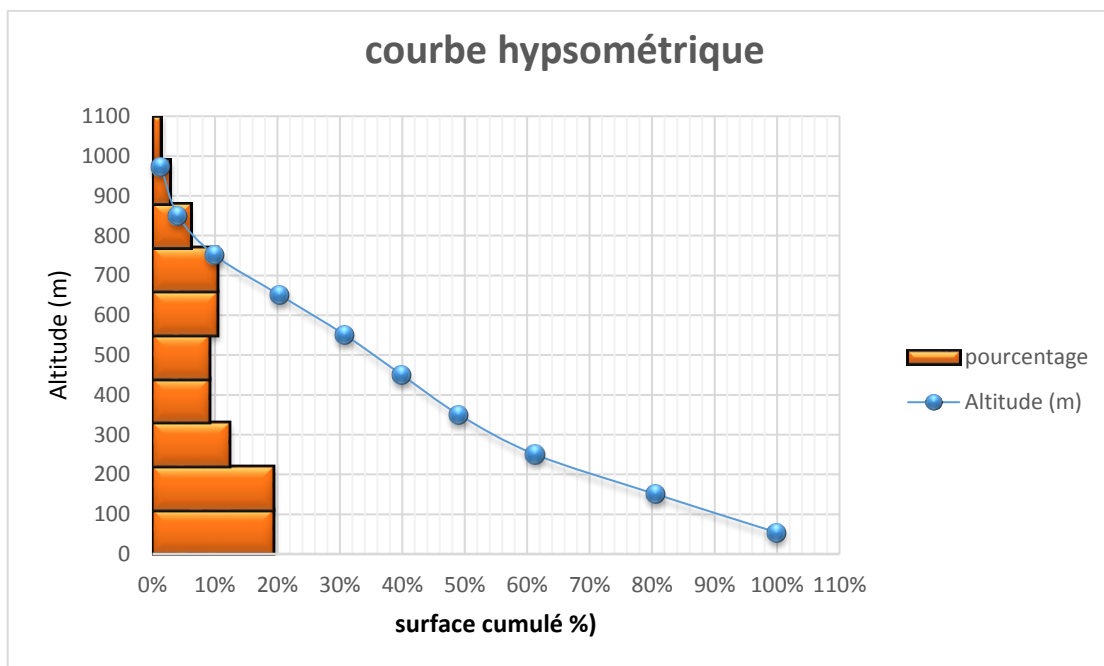
#### III.1.5.1. Courbe hypsométrique

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

détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide de logiciel ArcMap 10.2.2. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.2.

**Tableau III.2**Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	Surface (km <sup>2</sup> )	Pourcentage (%)	pourcentage cumulé (%)
900-1047	973,5	1,856	1,34	1,34
800-900	850	3,815	2,75	4,09
700-800	750	8,265	5,96	10,05
600-700	650	14,415	10,39	20,44
500-600	550	14,417	10,39	30,83
400-500	450	12,614	9,09	39,93
300-400	350	12,699	9,16	49,08
200-300	250	16,979	12,24	61,32
100-200	150	26,825	19,34	80,66
8-100	54	26,832	19,34	100,00



**Figure III.3** Courbe hypsométrique du bassin de Boudouaou.

D'après la courbe hypsométrique du bassin, nous pouvons tirer et calculer les différentes altitudes. Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées.

Avec :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S} \quad (III.8)$$

Tableau III.3 Tableau récapitulatif des résultats précédents.

Altitudes	Valeur (m.NGA)
HMoyenne	348,81
HMédiane	340
H95%	81
H5%	838
Hmax	1047
Hmin	8

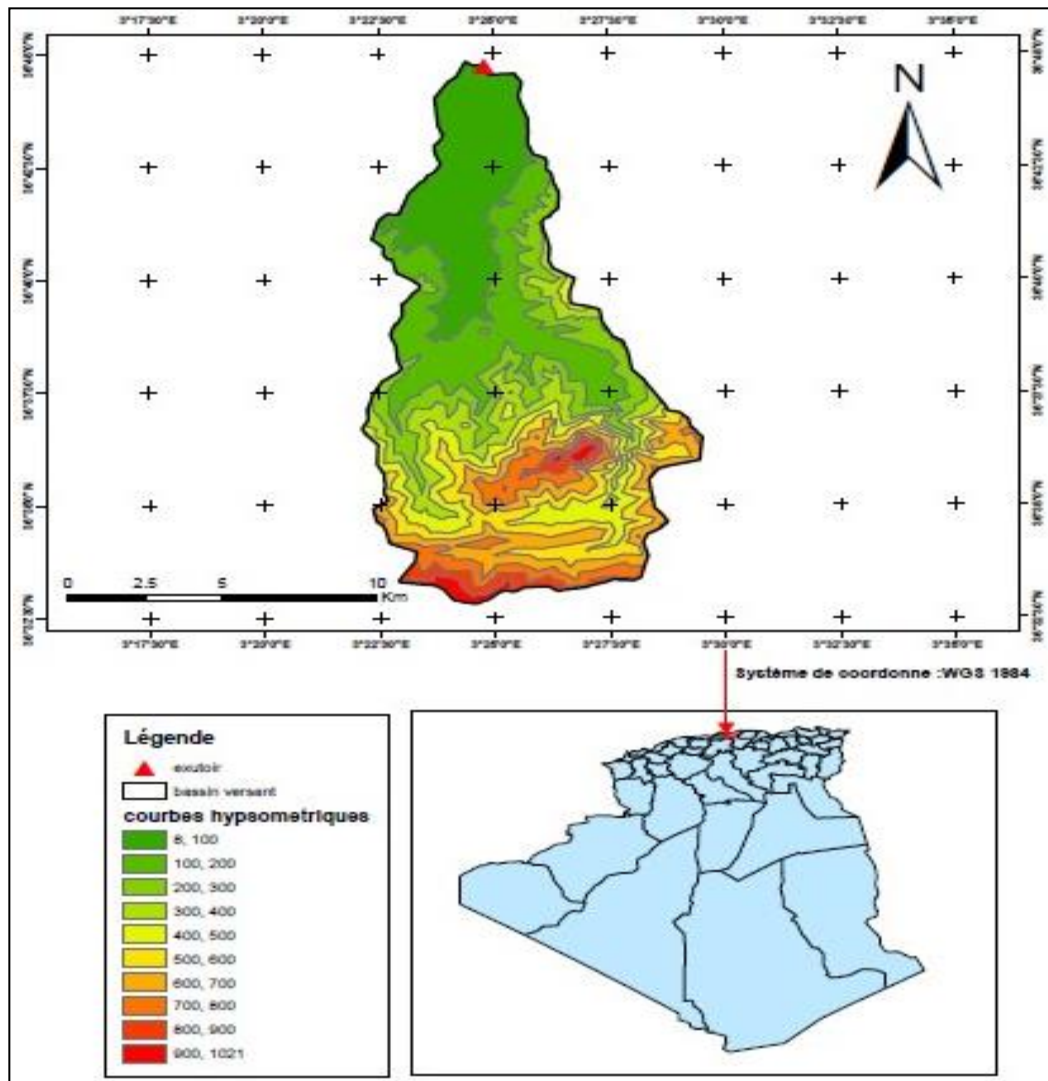


Figure III.4 carte hypsométrique du bassin de Boudouaou.

III.1.5.2. Pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \tag{III.9}$$

$\Delta H$  : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1, L_2, \dots, L_n$ : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

$S$  : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Les résultats des mesures sont illustrés dans le tableau suivant.

**Tableau III.4** Evaluation de la pente moyenne.

Contour	longueur (km)
8	2,03
100	24,47
200	46,93
300	43,01
400	38,05
500	43,81
600	51,82
700	33,33
800	17,89
900	9,28
1047	0,01

**La pente moyenne de bassin est :  $I_m = 22,31\%$**

### III.1.5.3. Les indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre, ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

#### a. Indice de la pente globale

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera : 
$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.10})$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%} = 838\text{m} \\ H_{95\%} = 81\text{m} \\ L = 25.18\text{km} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{I_g = 3,01\%}$$

#### b. Indice de pente moyenne du bassin versant

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (\text{III.11})$$

$$\left. \begin{array}{l} H_{\max} = 1047\text{m} \\ H_{\min} = 8\text{m} \\ L = 25.18\text{km} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{I_{pm} = 4,13\%}$$

### c. Dénivelé spécifique

La dénivelé spécifique est définie par :

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} \quad (\text{III.12})$$

$$D_s = 35,45 \text{ m}$$

On a  $100 < D_s < 250$  donc : Relief assez modéré.

### d. Indice de pente M.ROCHE $I_p$

$I_p$  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 Hiest  $H_{i-1}$ . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad (\text{III.13})$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

$A_i$  : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

**Tableau III.5** Détermination de la pente M.Rochep $I_p$ .

Altitude(m)	$D_i$ (m)	Pourcentage $A_i$ (%)	$\sqrt{D_i * A_i}$
900-1047	147	1,34	1,40
800-900	100	2,75	1,66
700-800	100	5,96	2,44
600-700	100	10,39	3,22
500-600	100	10,39	3,22
400-500	100	9,09	3,02
300-400	100	9,16	3,03
200-300	100	12,24	3,50
100-200	100	19,34	4,40
8-100	92	19,34	4,22

A.N :  $I_p = 6$

## III.1.6. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

### III.1.6.1. Le chevelu hydrographique

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

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents). L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau. La codification des cours d'eau est également utilisée

pour la codification des stations de mesures, permettant ainsi un traitement automatisé des données. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de Strahler (1957) qui est la plus utilisée.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes 1:

-Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1.

-Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.

-Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.

-Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

Il existe d'autres classifications de ce type comme celle de Horton (1945) qui est parfois utilisée dans le même but.

Notre bassin versant est de d'ordre 4.voir la Figure III.5.

---

<sup>1</sup> Dans notre cas normalement on met des chiffres sur le cours d'eau mais à cause du nombre élevé des affluents on a préféré de les différencier par des couleurs. Voir Figure III.5



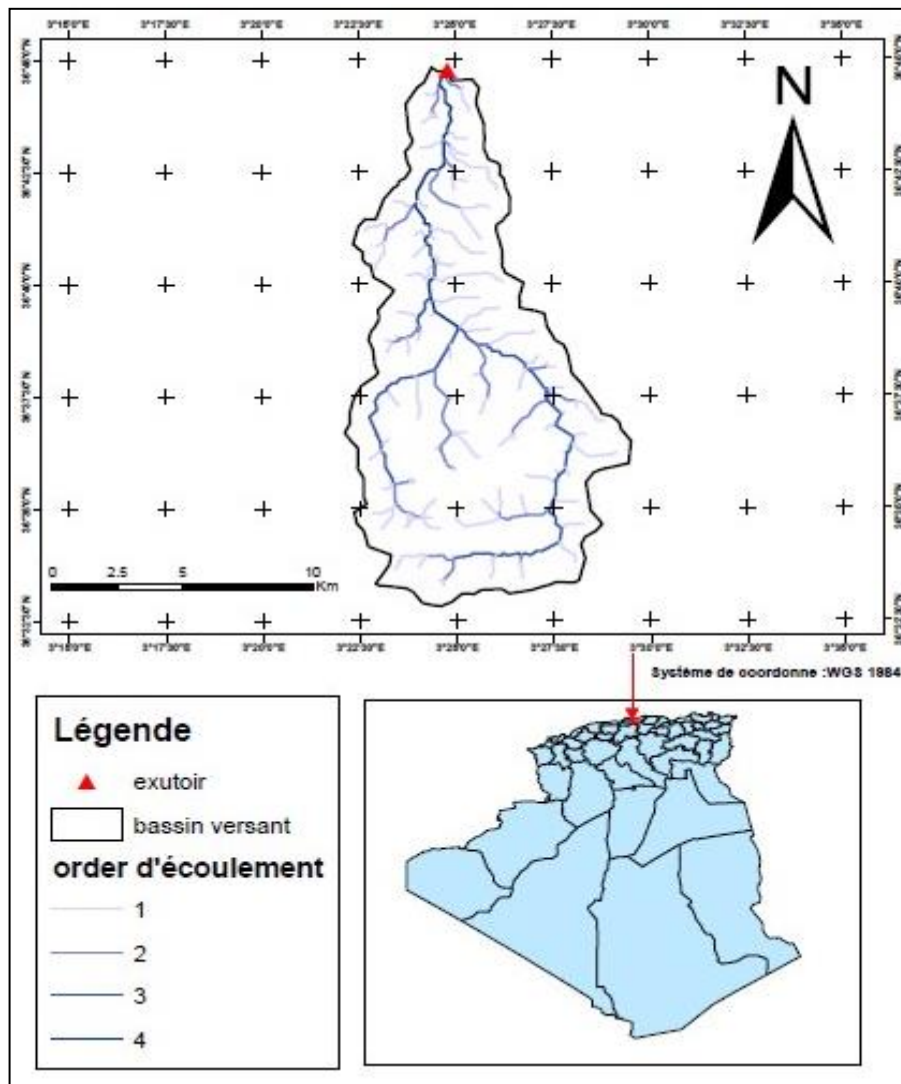


Figure III.5 Réseau hydrographique de l'Oued Boudouaou.

### III.1.6.2. Profil en long de l'axe de l'oued

L'oued de Boudouaou présente un profil en long assez régulier. Ce profil est tracé à partir de la carte des MNT en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire. Le profil est dessiné dans la Figure III.6.

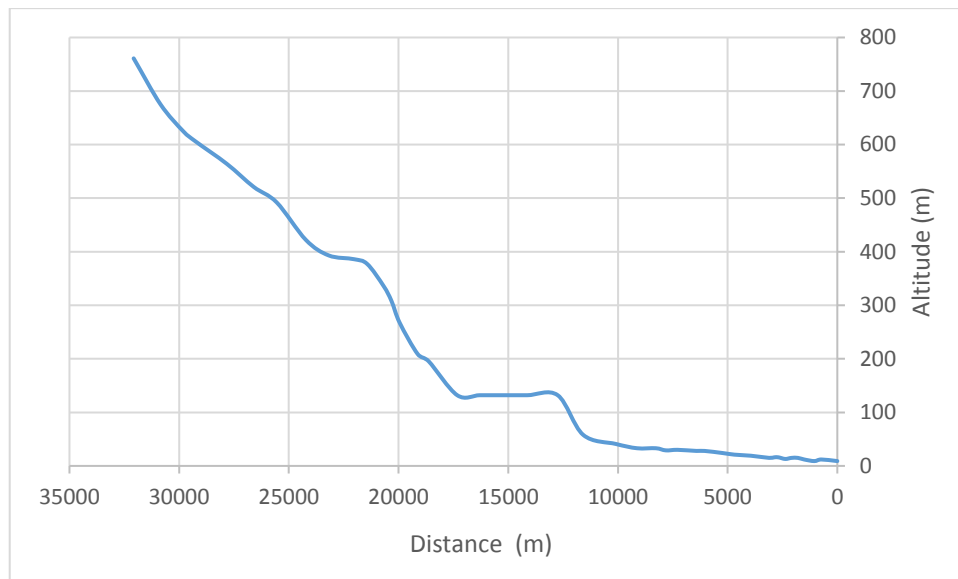


Figure III.6 Profil en long

**III.1.6.3. Pente moyenne de cours d’eau principal Ic**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d’eau principal. Il est donné par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \tag{III.14}$$

Avec :

$\Delta H$  :Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).=134-8

$\Delta L$  : Distance entre ces deux points (km).=12,8

**A.N : Ic=0,984%**

**III.1.6.4. Densité de drainage**

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface« S », comme la longueur totale des cours d’eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \tag{III.15}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : somme des longueurs de tous les cours d’eau d’ordre i (km) =144.460 Km.

S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

AN:  $D_d=1,041$  Km/Km<sup>2</sup>

**III.1.6.5. Le coefficient de torrentialité Ct**

$$C_t = D_d \cdot F = D_d \cdot N/S \tag{III.16}$$

Avec :

Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. Avec : N=143.

S : Surface du bassin versant.

**AN : Ct =1.075.**

### III.1.6.6. Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire. Pour sa détermination, on utilise la formule suivante :

**Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)**

$$T_c = \left( 0.87 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.387} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

**AN : Tc =2.81h**

### III.1.6.7. Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$Vr = \frac{Lp}{Tc} \quad (\text{Km/h}). \quad (\text{III.18})$$

{ Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km) = 12,8  
 { Tc : Temps de concentration (h) = 2.81 heures

**AN : Vr =4,56 Km/h.**

**Tableau III.6** Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	138,8
Périmètre		P	km	61,8
Longueur du thalweg principal		L	km	12,8
Pente du thalweg principal		Ic	%	0,984
Indice de compacité		KC	-	1,469
Coefficient d'allongement		Ca	-	1,18
Rectangle équivalent	longueur	Lr	km	25,18
	largeur	lr	Km	5,51
Altitudes	maximale	Hmax	m	1047
	moyenne	Hmoy	m	348,81
	médiane	Hmed	m	340
	minimale	Hmin	m	8
Pente moyenne de B.V		Im	%	22,31
Indice de pente globale		Ig	%	3,01
Indice de pente moyenne		Im	%	4,13
Indice de pente de M Roche		Ip	%	6
Densité de drainage		Dd	Km/ Km <sup>2</sup>	1,041
Coefficient de torrentialité		Ct	-	1,075
Temps de concentration		Tc	h	2,81
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	4,56

## III.2. Caractéristiques climatiques

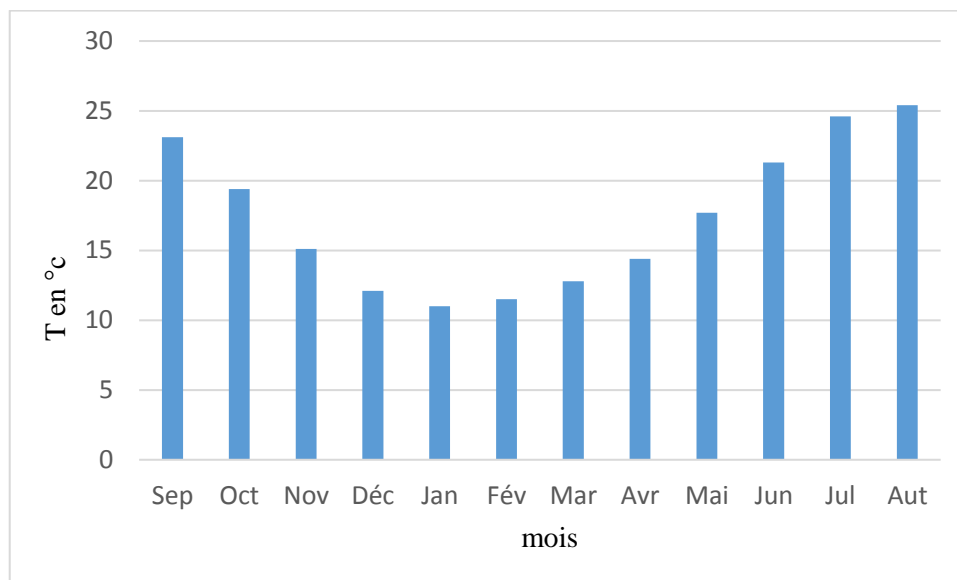
### III.2.1. Température de l'air

Les observations recueillies à la station de Dar-El-Beida, station qui présente les mêmes caractéristiques climatiques que notre bassin projeté, sur plus de trente années observées, ont pu situer la température moyenne annuelle de 17.4°C. En terme saisonnier, les températures varient entre 11°C au mois de janvier, généralement allégé, par la proximité des effets régulateurs marins et 25.4 aux mois de juillet-août, dont les entrées marines envahissent pratiquement l'ensemble de la région en été.

**Tableau III.7** Répartition Mensuelle des températures mesurées à la station de Dar El Beida pour la période 1962-2010.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	An
T en °C	23,1	19,4	15,1	12,1	11,0	11,5	12,8	14,4	17,7	21,3	24,6	25,4	17,4

Source ANRH

**Figure III.7** Répartition mensuelle des températures.

### III.2.2. Evapotranspiration potentielle

Sur la base des différentes études réalisées dans la région et compte tenu des observations enregistrées dans les côtières algéroises, particulièrement à Alger Dar-El-Beida, et à Thénia, il a été évalué sur une période longue (30 années), l'évapotranspiration potentielle moyenne interannuelle à près de 1318 mm. Ce chiffre montre notamment à quel point la région est soumise au climat semi-aride. La répartition mensuelle donne plus de 50% de perte d'eau par évaporation sur les quatre mois plus secs de l'année (mai-août).

**Tableau III.8** Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle en mm Région de Boudouaou.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Année
Thénia	136	87	59	45	48	59	89	116	153	167	187	172	1318
Alger	125	80	71	41	40	58	79	102	135	152	170	158	1209
en %	10,3	6,6	4,5	3,4	3,6	4,5	6,8	8,8	11,6	12,7	14,2	13,1	100

(Source ANRH)

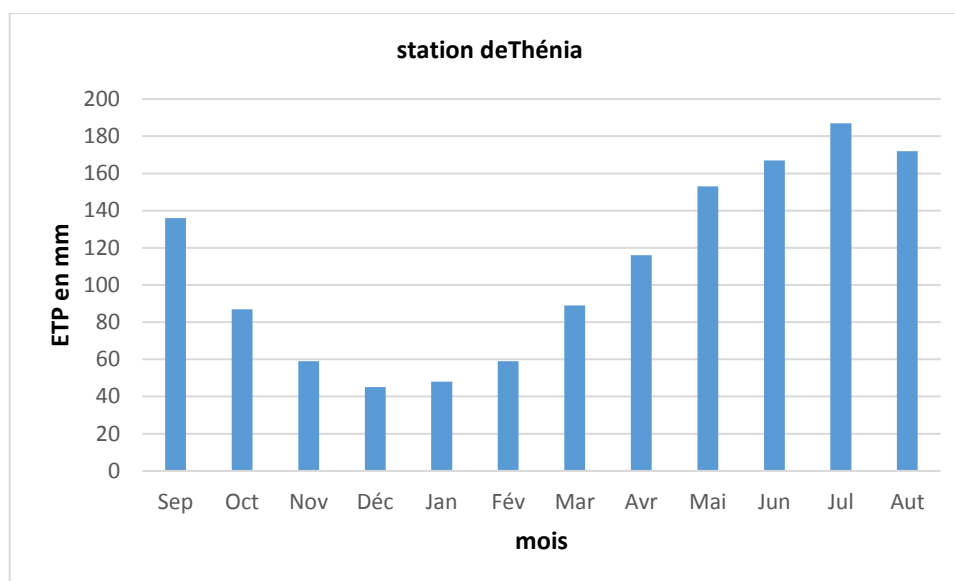


Figure III.8 Répartition mensuelle de l'évapotranspiration.

### III.2.3. Pluviométrie

La partie climatologique, la plus importante, est sans conteste l'analyse du régime pluviométrique qui constitue un élément essentiel de l'hydrologie appliquée dans des études de protection des villes contre les crues. Malgré la faible étendue de la zone d'étude, il existe notamment assez de stations hydropluviométriques dont les périodes sont suffisamment longues pour pouvoir estimer au mieux les paramètres hydrologiques requis tant à l'échelle annuelle et mensuelle qu'à l'échelle plus fine de l'ordre d'une journée, voire des intensités de courtes durées.

#### III.2.3.1. Caractéristiques des stations pluviométriques

On a trois stations pluviométriques avec des caractéristiques différent :

Tableau III.9 les stations pluviométriques.

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
HAMIZ BARRAGE	020602	A.N.R.H	558,55	367,4	130	1971-2016	46 ans
KEDDARA BGE	020646	A.N.R.H	564,35	372,25	151	1975-2013	39 ans
REGHAIA	020632	A.N.R.H	557,8	382,25	20	1972-2016	45 ans

Source : A.N.R.H

La station de **KEDDARA BARRAGE** est la plus proche du site avec une période d'observation de 39ans.

#### III.2.3.2. Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous. Notons une pointe au mois de novembre.

Tableau IV.10 Répartition mensuelle des précipitations.

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pluie en mm	30.28	56.93	104.38	99.72	86.99	82.83	68.77	68.15	53.89	10.21	2.83	5.77	670.76
Pluie en %	4,51	8,49	15,56	14,87	12,97	12,35	10,25	10,16	8,03	1,52	0,42	0,86	100,00

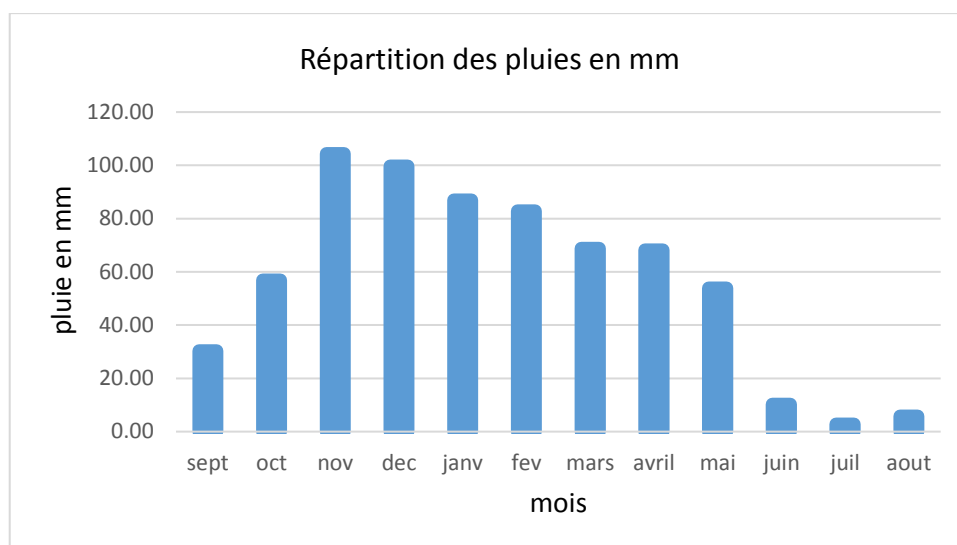


Figure III.9 Répartition mensuelle des pluies.

**III.2.3.3. Etude des précipitations maximales journalières**

Dans l’objectif de déterminer les pluies maximales probables, on a établi à partir desmesures de la station de Reghaia, une série de pluies maximales journalières. Le travail sur cette dernière se fera de la manière suivante :

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

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique020646 a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d’étude.

**Tableau III.11**Pluies maximales journalières prise de la station 020646

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1975	35,7	1988	73	2001	26,5
1976	53,7	1989	25,5	2002	83,2
1977	60	1990	29	2003	57
1978	75	1991	76,6	2004	46,5
1979	56,7	1992	86	2005	70
1980	59,1	1993	60	2006	43
1981	39,2	1994	68	2007	91,5
1982	39,3	1995	62	2008	39,2
1983	67	1996	45,5	2009	50
1984	47,8	1997	44	2010	47
1985	70,3	1998	65,8	2011	43
1986	68,6	1999	65,8	2012	63
1987	34,8	2000	44	2013	48,6

(Source ANRH)

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau III.12** Caractéristique de la série pluviométrique (39 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=39} X_i}{n}$	55,41
Ecart type « $\sigma_X$ »; Pour n > 30 ans	$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=39} (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$	16,55
Coefficient de variation « Cv »	$C_V = \frac{\sigma_X}{\bar{X}}$	0,30

### 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.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- la loi de GUMBEL (droite de HENRY).
- la loi de log-normale (droite de GALTON).

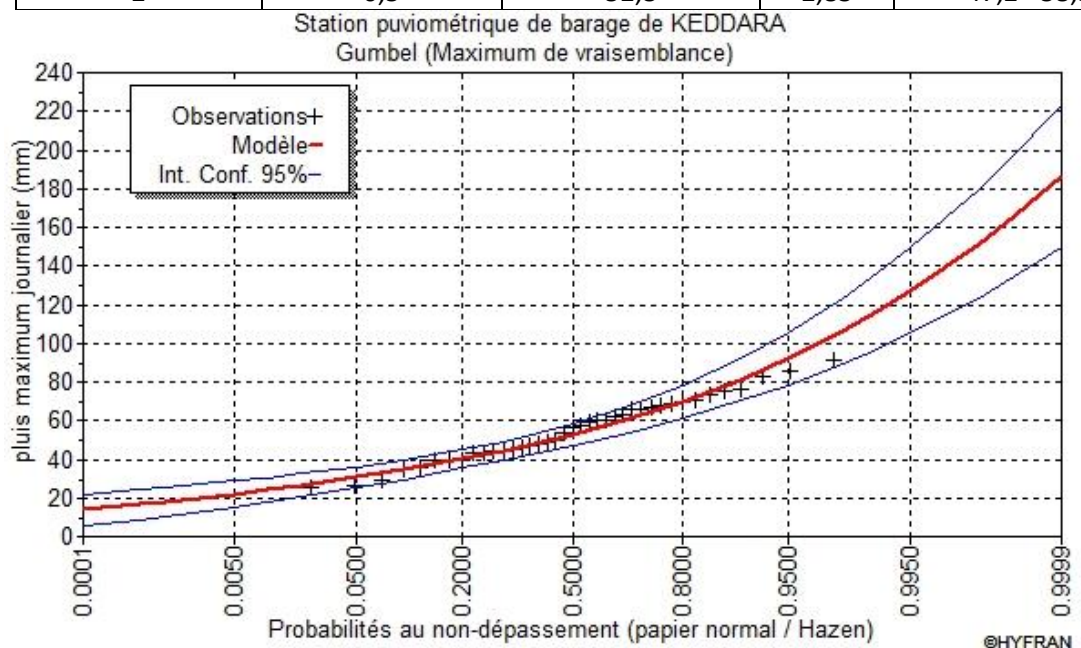
#### ❖ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida, comme le montre la (figure).



**Tableau III.13** Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	152	14,3	124 - 180
100	0,99	117	9,93	97,3 - 136
50	0,98	106	8,63	89,3 - 123
20	0,95	92,1	6,93	78,6 - 106
10	0,9	81,3	5,65	70,2 - 92,3
5	0,8	69,9	4,38	61,3 - 78,5
2	0,5	52,8	2,83	47,2 - 58,3



**Figure III.10** Représentation graphique de la loi de Gumbel.

**Tableau III.14** Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

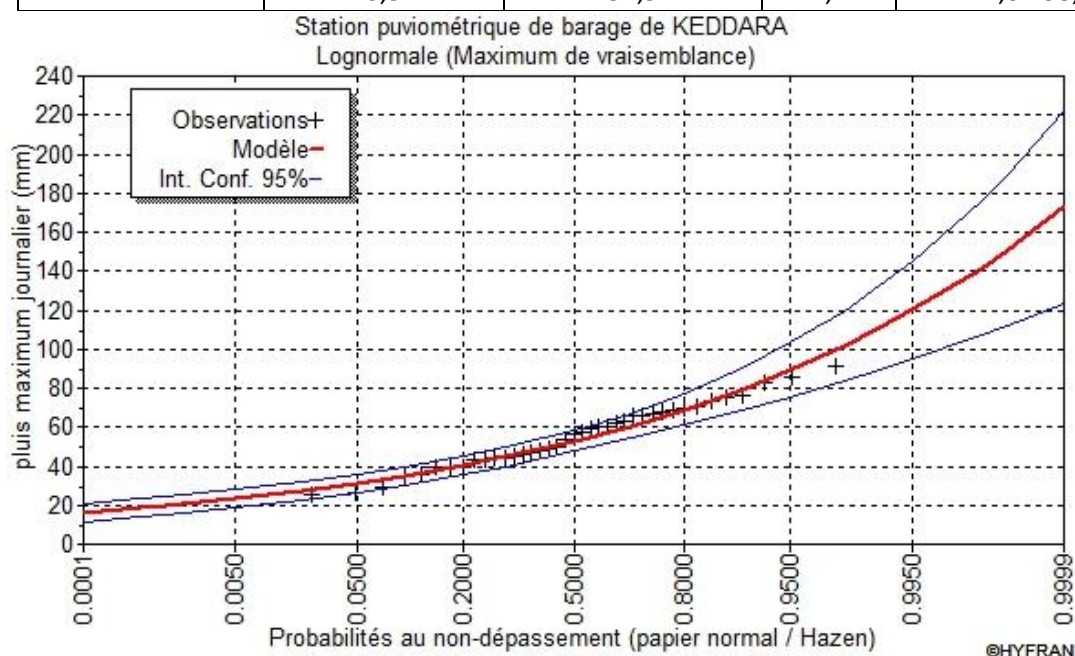
Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	25,5
Maximum	Aucun	91,5
Moyenne	56,4	55,4
Médiane	52,8	56,7
Ecart-type	19,4	16,6
Coefficient de variation Cv	0,346	0,299
Coefficient d'asymétrie Cs	1,14	0,163
Coefficient d'aplatissement Ck	2,4	2,2

## ❖ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale ou loi gaussio-logarithmique car son expression est proche de celle de la loi normale à une anamorphose prés detypeLogarithmique sur la variable.

**Tableau III.15** Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0,999	141	17,5	107 - 176
100	0,99	111	11	89,4 - 132
50	0,98	102	9,22	83,6 - 120
20	0,95	89,3	7,04	75,5 - 103
10	0,9	79,5	5,5	68,7 - 90,3
5	0,8	69,1	4,11	61,0 - 77,2
2	0,5	52,9	2,7	47,6 - 58,2



**Figure III.11** Représentation graphique de la loi Log-normal.

**Tableau III.16** Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	25,5
Maximum	Aucun	91,5
Moyenne	55,6	55,4
Médiane	52,9	56,7
Ecart-type	18,2	16,6
Coefficient de variation Cv	0,327	0,299
Coefficient d'asymétrie Cs	1,01	0,163
Coefficient d'aplatissement Ck	4,89	2,2

### ❖ Le Test visuel

Le test visuel est lié directement à l'ajustement graphique. L'allure des points sur Le graphique Gausso-logarithmique nous informe à priori d'accepter ou de rejeter la loi : La droite théorique qui coupe l'axe des ordonnées sur une valeur négative ne pourrait avoir un sens physique (La lame précipitée est une grandeur physique non négative). Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement. Elle permet aussi de comparer entre les lois suivant les intervalles de confiance.

### ❖ Interprétation des graphiques

Si on analyse les trois graphiques précédents, on remarque que les trois lois pourraient très bien s'ajuster et on ne peut pas vraiment choisir celle qui s'ajusterait le mieux, parce que graphiquement elles donnent toutes les trois la même qualité d'ajustement ce qui nous oblige à effectuer un test d'adéquation.

### ❖ Test d'adéquation du $\chi^2$ (Pearson)

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

**Tableau III.17** Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	P-value	$\chi^2_{calculer}$	$\chi^2_{théorique}$
Gumbel	5	0,2404	6,74	11,070
log-normale	5	0,2404	6,74	11,070

On a  $\chi^2_{calculer} < \chi^2_{théorique}$  donc les deux lois s'ajuste avec notre série mais on opte pour la loi qui donne le maximum des  $P_{jmax}$  donc la loi de Gumbel.

#### III.2.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_t = P_{j,max} \left( \frac{T}{24} \right)^b \quad (III.19)$$

$P_t$  (%) : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{j,max}$  % (mm).

$P_{j,max}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

$T$  : Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en heures.

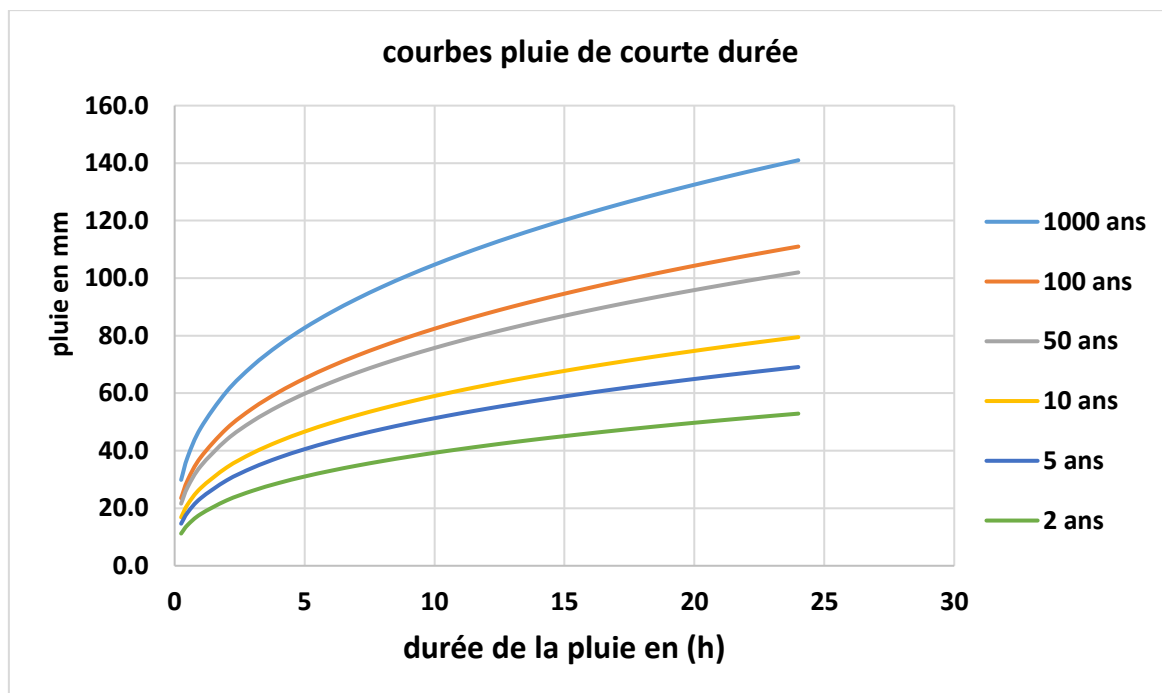
$b$  : Exposant climatique ( $b = 0,34$  selon les études régionales de l'ANRH).

Les intensités maximales  $I_t$  de durée  $t$ (h) calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{j,max}}{24} \cdot \left( \frac{T}{24} \right)^{b-1} \quad (III.20)$$

Tableau III.18 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

Période de retour (ans)	1000		100		50		10		5		2	
Fréquence (%)	0,1		1		2		10		20		50	
Pluie max journalier(mm)	141		111		102		79,5		69,1		52,9	
durée (heure)	Pt (mm)	It(mm/h)	Pt (mm)	It(mm/h)	Pt (mm)	It(mm/h)	Pt (mm)	It(mm/h)	Pt (mm)	It(mm/h)	Pt (mm)	It(mm/h)
0,25	29,9	119,5	23,5	94,1	21,6	86,4	16,8	67,4	14,6	58,6	11,2	44,8
0,5	37,8	75,6	29,8	59,5	27,4	54,7	21,3	42,6	18,5	37,1	14,2	28,4
1	47,9	47,9	37,7	37,7	34,6	34,6	27,0	27,0	23,5	23,5	18,0	18,0
2	60,6	30,3	47,7	23,8	43,8	21,9	34,2	17,1	29,7	14,8	22,7	11,4
3	69,5	23,2	54,7	18,2	50,3	16,8	39,2	13,1	34,1	11,4	26,1	8,7
4	76,7	19,2	60,4	15,1	55,5	13,9	43,2	10,8	37,6	9,4	28,8	7,2
5	82,7	16,5	65,1	13,0	59,8	12,0	46,6	9,3	40,5	8,1	31,0	6,2
6	88,0	14,7	69,3	11,5	63,7	10,6	49,6	8,3	43,1	7,2	33,0	5,5
7	92,7	13,2	73,0	10,4	67,1	9,6	52,3	7,5	45,5	6,5	34,8	5,0
8	97,1	12,1	76,4	9,6	70,2	8,8	54,7	6,8	47,6	5,9	36,4	4,6
9	101,0	11,2	79,5	8,8	73,1	8,1	57,0	6,3	49,5	5,5	37,9	4,2
10	104,7	10,5	82,4	8,2	75,7	7,6	59,0	5,9	51,3	5,1	39,3	3,9
11	108,1	9,8	85,1	7,7	78,2	7,1	61,0	5,5	53,0	4,8	40,6	3,7
12	111,4	9,3	87,7	7,3	80,6	6,7	62,8	5,2	54,6	4,5	41,8	3,5
13	114,5	8,8	90,1	6,9	82,8	6,4	64,5	5,0	56,1	4,3	42,9	3,3
14	117,4	8,4	92,4	6,6	84,9	6,1	66,2	4,7	57,5	4,1	44,0	3,1
15	120,2	8,0	94,6	6,3	86,9	5,8	67,8	4,5	58,9	3,9	45,1	3,0
16	122,8	7,7	96,7	6,0	88,9	5,6	69,3	4,3	60,2	3,8	46,1	2,9
17	125,4	7,4	98,7	5,8	90,7	5,3	70,7	4,2	61,5	3,6	47,0	2,8
18	127,9	7,1	100,7	5,6	92,5	5,1	72,1	4,0	62,7	3,5	48,0	2,7
19	130,2	6,9	102,5	5,4	94,2	5,0	73,4	3,9	63,8	3,4	48,9	2,6
20	132,5	6,6	104,3	5,2	95,9	4,8	74,7	3,7	64,9	3,2	49,7	2,5
21	134,7	6,4	106,1	5,1	97,5	4,6	76,0	3,6	66,0	3,1	50,6	2,4
22	136,9	6,2	107,8	4,9	99,0	4,5	77,2	3,5	67,1	3,0	51,4	2,3
23	139,0	6,0	109,4	4,8	100,5	4,4	78,4	3,4	68,1	3,0	52,1	2,3
24	141,0	5,9	111,0	4,6	102,0	4,3	79,5	3,3	69,1	2,9	52,9	2,2
<b>Tc=6,8</b>	<b>91,8</b>	<b>13,5</b>	<b>72,3</b>	<b>10,6</b>	<b>66,4</b>	<b>9,8</b>	<b>51,8</b>	<b>7,6</b>	<b>45,0</b>	<b>6,6</b>	<b>34,5</b>	<b>5,1</b>



**Figure III.12** Représentation des courbes de Pluies de courtes durées de différentes fréquences.

### III.2.5. Etude des apports

Vu l'inexistence d'une station hydrométrique sur le cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisés les formules empiriques les plus employées en Algérie.

#### III.2.5.1. Apport liquide

De nombreuses estimations des apports existent en Algérie, quelques-unes entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

##### ❖ Formule de SAMIE

L'expérience a montré que la relation simple s'ajuste convenablement pour l'apport moyen annuel des petits bassins en donnant la pluie efficace :

$$L_e = P^2 \cdot (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.21})$$

$$A = L_e \cdot S \quad (\text{III.22})$$

Où :

P : précipitations moyennes interannuelles en m :  $P = 0.67076m$

S : Superficie du Bassin versant. En  $Km^2$ .

❖ **Formule de Turc**

Cette formule établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe.

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad (\text{III.23})$$

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05T_0^3 \quad (\text{III.24})$$

$$A = L_e \cdot S \quad (\text{III.25})$$

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle en mm (P=670.76 mm)

T<sub>0</sub> : Température moyenne dans la zone d'étude (T<sub>0</sub> = 17.4° C).

❖ **Formule dite 'Algérienne'**

$$L_e = P \cdot (1 - 10^{-kP^2}) \cdot 10^3 \quad (\text{III.26})$$

Où : k = 0.18 - 0.01 \* log (S)

P : précipitation moyenne interannuelle en m

❖ **Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89)**

$$L_e = 720 \cdot \left( \frac{P-150}{1000} \right)^{1.85} \quad (\text{III.27})$$

$$A = L_e \cdot S \quad (\text{III.28})$$

Où : A : Apport moyen annuel en Hm<sup>3</sup>

P : Précipitation moyenne annuelle en mm

❖ **Formule de J. Deri**

Appliquée sur plus de 65 petits bassins versants et en se basant sur les données hydrométriques de l'ANRH, l'auteur de cette formule a développé une méthodologie axée sur les corrélations multiples. L'apport moyen d'écoulement est exprimé pour les bassins moyens (S < 1000 km<sup>2</sup>) :

$$A = 0.915 * P^{2.684} * S^k \quad (\text{III.29})$$

$$0.7 < k < 0.9$$

k = 0.8 pour ces bassins, P = Pluie annuelle en m, S = Superficie du bassin en km<sup>2</sup>.

**Tableau III.19** Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Méthode ou formule	Lame écoulée en mm	Apport moyen Hm3
SAMIE	120,16	16,68
TURC	93,75	13,01
ALGERIENNE	101,62	14,10
SOGREAH	215,33	29,89
J.DERI	/	16,60

Compte tenu des résultats obtenus par différentes méthodes, nous proposons comme apport moyen annuel probable à l'exutoire du grand bassin, la valeur de **17 Millions de mètres cubes** pour le bassin étudié au site de chemine de fer.

### III.2.5.2. Caractéristiques de l'écoulement

#### ❖ Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (\text{III.30})$$

$A_0$  : Apport moyen annuel (l).

$T$  : Temps d'une année en secondes.

$$M_e = 539,07 \text{ l/s} \quad (\text{III.31})$$

#### ❖ Module de l'écoulement relatif

On a: 
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (\text{III.32})$$

$M_e$ : Module de l'écoulement (l/s);

$S$  : Superficie du bassin ( $\text{Km}^2$ ).

$$M_0 = 3,88 \text{ l/s/Km}^2 \quad (\text{III.33})$$

#### ❖ Lame d'eau écoulée

$S$  : Superficie du bassin ( $\text{Km}^2$ ).

$A_0$  : Apport moyen annuel (l).

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{III.34})$$

$$L_e = 122,5 \text{ mm}$$

#### ❖ Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (\text{III.35})$$

$$C_e = 0,18$$

### III.2.6. Etudes des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire. Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogrammes de crues).

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximums fréquents.

#### III.2.6.1. Détermination des débits maximums fréquents

En l'absence de données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser les formules empiriques puis la méthode de GRADEX.

##### ❖ Formules empiriques et semi empiriques

Ces formules sont basées sur l'expérimentation ou sur certaine information propre à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées (Touabia, 2003), Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés par les différentes formules empiriques.

##### ➤ Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III.36})$$

Avec :

$Q_{\max,p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :  $1 < K < 3$ , on prend  $K=2$  (BV de surface moyenne et pente moyenne).

T : Période de retour (an).



A =25 pour le régime hydrologique méditerranéen.

➤ **Formule de Possenti**

$$Q_{max, p\%} = \frac{\mu \cdot P_{max, p\%} \cdot S}{L} \quad (III.37)$$

Avec :

$P_{max, \%}$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée(m).

S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>).

: Coefficient  $700 < \mu < 800$ , on prend  $\mu = 750$ .

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

➤ **Formule de Sokolovsky**

$$Q_{max, \%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad (III.38)$$

Avec :

$P_{tc}$  : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

Calculé par la formule de Montanari:

$$P_{tc} = P_{j, max} \left( \frac{T_c}{24} \right)^{0.34} \quad (III.39)$$

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

T<sub>c</sub>: Temps de concentration (heures).

$H_0$  : Perte d'eau initiale, au Nord algérien  $H_0 = 7 \text{ mm}$ .

F : Coefficient de forme de la crue :

$$\left[ F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right] \quad (III.40)$$

- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable :  $2 \leq \gamma \leq 2.5$ .

On prend  $\gamma = 2,25$  ; d'où : F= 1.12.

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \quad (III.41)$$

Avec :

$X_P$  : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

$H_0$  : perte d'eau initiale.

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20**Récapitulatif des débits maxima de crue (m<sup>3</sup>/s).

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000
Formule de MALLET- GAUTHIER	249.55	327.97	461.21	507.93	639.09
Formule de SOKOLOVSKY	134.15	173.48	264.65	307.29	449.08
Formule de POSSENTI	568.50	661.21	862.10	951.56	1236.22

❖ **Méthode GRADEX** (Meddi M et Belhadj B , 2010)

La méthode du gradex est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km<sup>2</sup> (jusqu'à 5000 km<sup>2</sup>), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

**Pluies brutes → Pluies efficaces → Fonction de transfert → volume, point et forme de la crue.**

**Hypothèses de la méthode**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

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

Les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale  $Q_{10 \text{ ans}}$ .

**Remarque :**

Ces trois hypothèses sont vérifiées.

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

### Etapes de la méthode

- Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.).

- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

- Calculer le gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P(\text{mm}) = a \cdot \mu + b \quad (\text{III.42})$$

( $\mu$  : variable réduite de Gumbel).

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

- Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R (\text{mm}) = Q (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \quad (\text{III.43})$$

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

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III.44})$$

Avec : a : le gradex de la pluie

$\mu$  : variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans}). \quad (\text{III.45})$$

- Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.

- Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

- Exprimer ces Q en m<sup>3</sup>/s par la formule :

$$Q (\text{m}^3/\text{s}) = Q (\text{mm}) * S(\text{km}^2) / 3,6 * n (\text{heures}) \quad (\text{III.46})$$

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

$$P : \text{coefficient de point} \quad P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} \quad (\text{III.47})$$

$$Q_p (\text{m}^3/\text{s}) = Q (\text{m}^3/\text{s}) * P \quad (\text{III.48})$$

### Données & Application

Après la Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de **KEDDARA BARRAGE** 020646 à la loi de Gumbel, on a l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 15.12 * \mu + 47.24$$

Le Gradex est donc : **a=15.12 mm**

- Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de Ouled-ali(020627), on a estimé le temps de base par : **n=24 heures**.

- L'ajustement de la série des débits de la station d'Ouled-ali à la loi de Gumbel nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{oueladali}) = 81 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}}(\text{Boudouaou}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{oueladali}) * S_{\text{Boudouaou}} / S_{\text{oueladali}} \\ &= 81 * (138,8 / 51,4) \\ &= \mathbf{218,73 \text{ m}^3/\text{s}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{10 \text{ ans}}(\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * 24(\text{heures}) / S(\text{km}^2) \\ &= 242,24 * 3,6 * 48 / 60,56 \\ &= \mathbf{136,14 \text{ mm}} \end{aligned}$$

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

$$Q_{\mu\%} = a + \mu * b'$$

a : le gradex = 15,12mm.

$\mu$  : variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$$\begin{aligned} b' &= Q_{10 \text{ ans}} - a * \mu(T=10 \text{ ans}) \quad \text{avec } F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25 \\ &= 136,14 - 15,12 * 2,25 = 102,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

Donc : l'équation du débit est :  $Q_{\text{extrapolé}}(\text{mm}) = 15,12 * \mu + 102,12$

- On trace cette équation sur même graphique que celui de l'ajustement des  $P_{j\text{max}}$ , Pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) et on les exprime en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

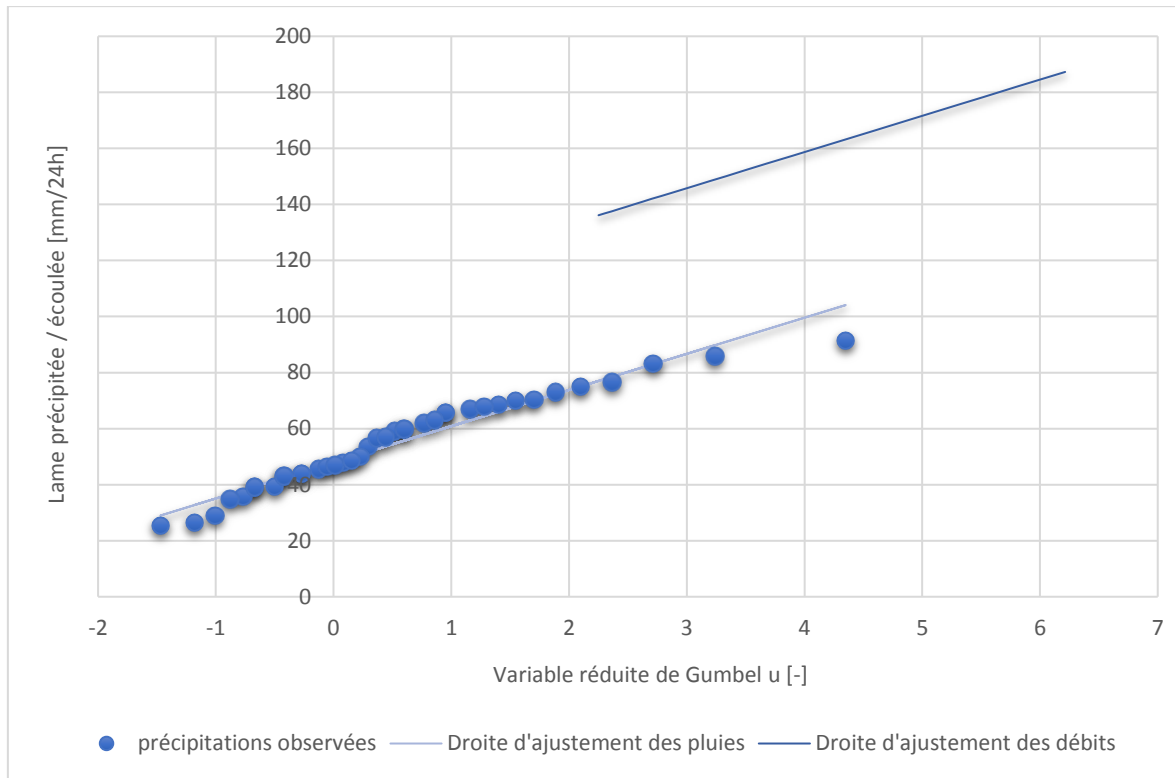


Figure III.13 Graphe de la méthode de gradex

- Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de Oueled-ali nous a permis d'estimer le coeff. de pointe suivant :

$$P = Q_{\max} / Q_{\text{moy}} = 1 \tag{III.49}$$

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 Débits de pointe par la méthode GRADEX

T[ans]	F(x)[-]	U[-]	QT [mm/48h]	QT[m3/s]	QP [m3/s]
10	0,9	2,25	136,15	218,72	218,72
50	0,98	3,902	161,12	258,83	258,83
100	0,99	4,6	171,67	275,79	<b>275,79</b>
1000	0,999	6,907	206,56	331,83	331,83

❖ **Interprétation :**

- La méthode de gradex subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.

donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

**Tableau III.22** Les valeurs des débits de pointe optées

Période de retour	10	50	100	1000
<b>Méthode de GRADEX (m<sup>3</sup>/s)</b>	218,72	258,83	<b>275,79</b>	331,83

### III.2.6.2. Hydrogramme de crue

Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski, L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

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

a) Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.50})$$

$T_m = T_c$  : Temps de montée.

b) Pour le temps de décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.51})$$

$Q_m$ : Débit instantané de la montée (m<sup>3</sup>/s).

$Q_d$ : Débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s).

$t_m$ : Temps de la montée de la crue en heures.

$t_d$ : Temps de la décrue en heures.

$Q_{\max}$ : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$t_m = t_c$  (pour les petits bassins versants), avec  $t_c$  qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta * t_m$ .

Où  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau III.23** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$ 

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend  $\delta=4$

$t_d = 4 * 2,81 = 11,24$  heures,

Donc le temps de base  $t_b = t_d + t_m = 14,05$  heures.

Tableau III.24 Calcul de l'hydrogramme de crue.

Période de retour (ans)	1000	100	50	10
Fréquence (%)	0,1	1	2	10
Débit max m <sup>3</sup> /s	331,83	275,79	258,83	218,72
durée (heure)	débit de crue en fonction de temps			
0	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	10,506	8,732	8,195	6,925
1	42,025	34,927	32,779	27,700
1,5	94,555	78,587	73,754	62,324
2	168,098	139,709	131,118	110,799
2,5	262,653	218,296	204,872	173,123
2,81	331,830	275,790	258,830	218,720
3	331,830	275,790	258,830	218,720
3,5	289,487	240,598	225,802	190,811
4	250,909	208,535	195,711	165,382
4,5	215,920	179,455	168,420	142,320
5	184,346	153,213	143,791	121,508
5,5	156,009	129,662	121,689	102,831
6	130,737	108,658	101,976	86,173
6,5	108,353	90,054	84,516	71,419
7	88,681	73,705	69,172	58,453
7,5	71,548	59,465	55,808	47,160
8	56,777	47,188	44,286	37,423
8,5	44,193	36,730	34,471	29,129
9	33,621	27,943	26,225	22,161
9,5	24,886	20,683	19,411	16,403
10	17,812	14,804	13,894	11,741
10,5	12,225	10,160	9,535	8,058
11	7,948	6,606	6,199	5,239
11,5	4,807	3,995	3,749	3,168
12	2,626	2,183	2,049	1,731
12,5	1,231	1,023	0,960	0,811
13	0,446	0,370	0,348	0,294
13,5	0,095	0,079	0,074	0,062
14	0,003	0,003	0,003	0,002
14,05	0,000	0,000	0,000	0,000



Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans la figure suivante :

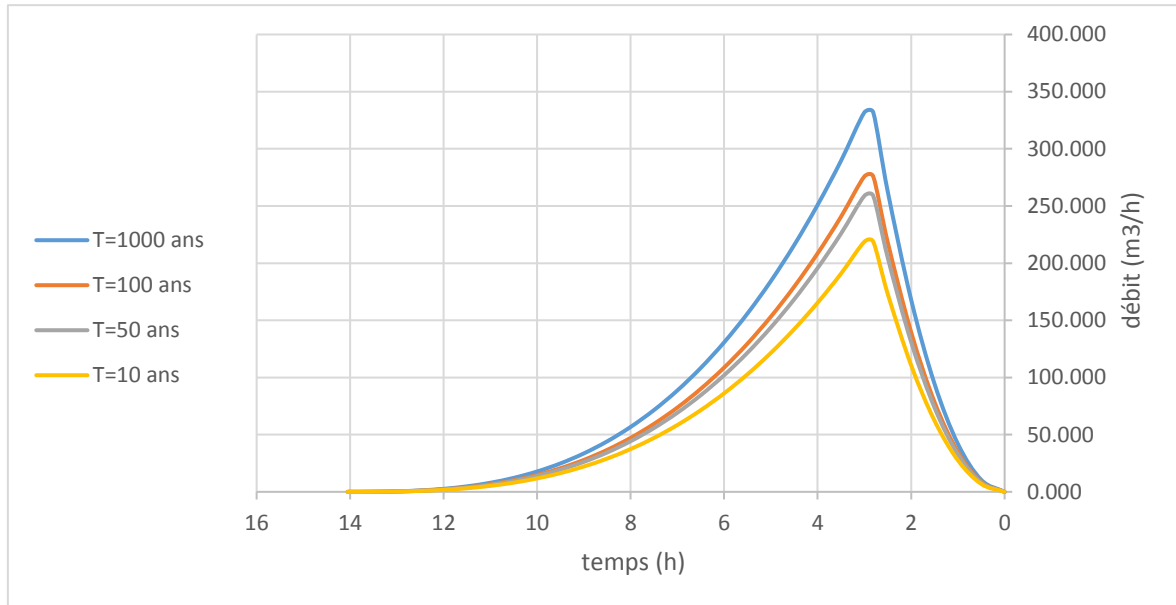


Figure III.14 Hydrogramme de crue

## Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le débit de dimensionnement qui est de 275,79 m³/s.

## Chapitre IV Etude des écoulements dans le cours d'eau non aménagé.

### Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide.

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

- écoulement permanent	{	Uniforme Non uniforme
-écoulement non permanent	{	Uniforme Non uniforme

Les écoulements à surface libre en régime permanent peuvent présenter deux aspects :

1. Si la pente longitudinale (dans le sens de l'écoulement) et la section transversale sont constatées tout le long de la masse liquide, le régime est uniforme.
2. Dans le cas contraire, le régime est varié.

### IV.1 Généralités

#### IV.1.1 Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

#### IV.1.2 Canaux à ciel ouvert

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

### IV.1.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels.
- 2) Canaux artificiels.

#### 1) Les canaux naturels

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

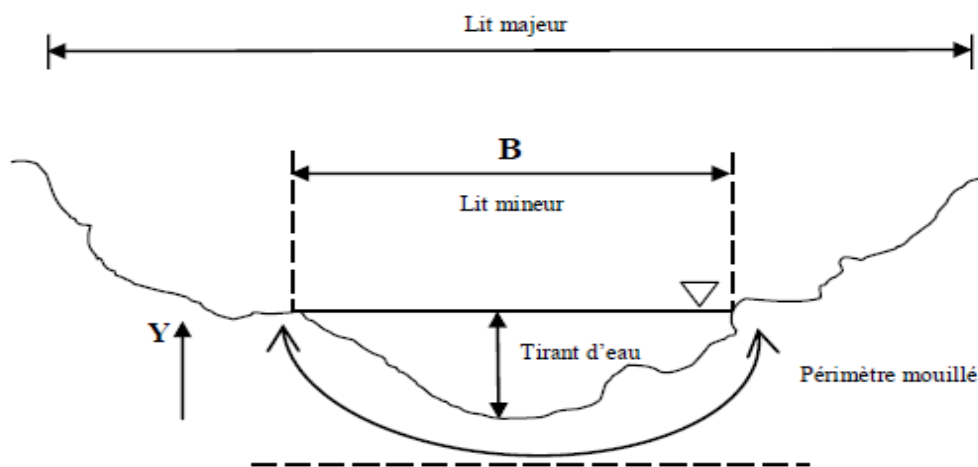


Figure IV.1 Canal naturel.

#### – Section d'écoulement (ou section mouillée) $S_m$

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

#### – périmètre mouillé $P_m$

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

#### – largeur au miroir $B$

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

#### – tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

#### 2) Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

#### IV.1.4 Types d'écoulements (Graf et al, 1993)

##### a) Variabilité dans le temps

###### a.1 Ecoulement permanent

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction.

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (\text{IV - 1})$$

###### a.2 Ecoulement non permanent

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction.

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (\text{IV - 2})$$

##### b) Variabilité dans l'espace

###### b.1 régime uniforme

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

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{IV - 3})$$

###### b.2 régime non uniforme

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

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (\text{IV - 4})$$

##### \* régime non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si «  $x$  » désigne une longueur d'écoulement et  $\Delta h$  une variation de hauteur, on a  $\Delta h/x \ll 1$ .

##### \* régime non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

## IV.2 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.

### IV.2.1 Les conditions de l'écoulement uniforme

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.

- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur  $h$  du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

#### IV.2.2 Les formules de calcul

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

\*La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

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

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S \quad (\text{IV-6})$$

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \times I} \quad (\text{IV-7})$$

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

$S$  : section mouille ( $\text{m}^2$ )

$R_h$  : rayon hydraulique étant la surface mouillée  $S_m$  sur le périmètre mouillé  $P_m$ .

$R_h = S_m / P_m$  (m)

$I$  : pente de fond du canal (radier).

#### IV.2.3 Détermination de coefficient de Chézy

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

##### 1) formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \quad (\text{IV-08})$$

Avec :

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

$R_h$  : rayon hydraulique, avec :

$R_h = S_m / P_m$  (m)

$n$  : coefficient de rugosité

##### 2) La formule de MANNING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \quad (\text{IV-09})$$

Avec :

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

$R_h$  : rayon hydraulique, avec :

$R_h = S_m / P_m$  (m)

$n$  : coefficient de rugosité avec  $1/n = K_s$  (coefficient de strickler).

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

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{IV-10})$$

Où :

- $K_s$  : coefficient de rugosité de STRICKLER.
- $R_h$  : le rayon hydraulique (m).
- $I$  : la pente du radie.

**3) formule de PAVLOVSKI**

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \tag{IV-11}$$

Avec :

- $C$  : coefficient de Chézy ( $m^{0.5}/s$ )
- $n$  : la rugosité (mm).
- $R_h$  : rayon hydraulique, avec :
- $R_h = S_m/P_m$  (m).
- $y$  : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \tag{IV-12}$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad A \quad R_h < 1m \tag{IV-13}$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad A \quad R_h > 1m \tag{IV-14}$$

**4) Formule de BAZIN**

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_B}{\sqrt{R_h}}} \tag{IV-15}$$

- $m_B$  : Coefficient de BAZIN.
- $m_B$  il est entre 0,06 et 1.75  $m^{0.5}$ .

**IV.3 Les paramètres géométriques**

**IV.3.1 Le choix de la section de meilleure conductivité**

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente  $J_u$  et de coefficient de rugosité  $n$ , la section qui véhicule le débit maximum  $Q_{max}$  est celle où le rayon hydraulique  $R_h$  est maximum, et la section  $S$  est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

$$S_m = \pi.r^2 / 2 \tag{IV-16}$$

$$P_m = \pi.r \tag{IV-17}$$

$$R_h = r/2 = h/2 \tag{IV-18}$$

Avec:

- $S_m$  : section mouille ( $m^2$ )
- $P_m$  : périmètre mouille en (m).
- $R_h$  : rayon hydraulique en (m).

• Canal à section rectangulaire

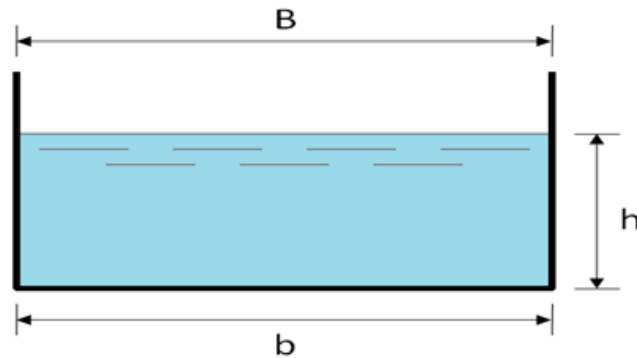


Figure IV.2 Canal à forme rectangulaire.

h : tirant d'eau maximum (pour  $Q_{max}$ ), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en (m).

b : La largeur inférieure du canal, en (m).

B = b parce que m = 0.

On définit la surface mouillée  $S_m$  et le périmètre mouillé  $P_m$  par :

$$\circ \quad S_m = h \times b \quad (IV-19)$$

$$\circ \quad P_m = b + 2xh \quad (IV-20)$$

IV.3.2 Calculs du rayon hydraulique maximal

On a: 
$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (IV-21)$$

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de  $P_{min}$ .

Le périmètre soit min pour  $dP = 0$ .

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \quad (IV-22)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (IV-23)$$

Les équations dernières équations donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \quad (IV-24)$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \quad (IV-25)$$

Pour la section rectangulaire (m = 0) :

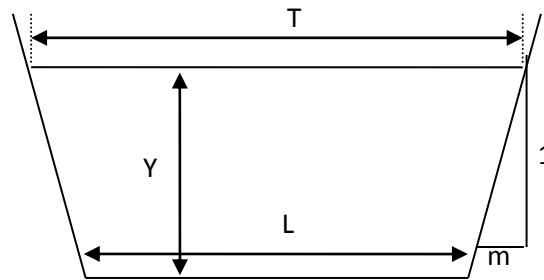
$$\beta = \frac{b}{h} = 2 \quad (IV-26)$$

Avec :  $\beta$  = Largeur relative

Donc : 
$$R_h = \frac{h}{2} \quad (IV-27)$$

• Canal à section Trapézoïdale

La section trapèze est la section la plus utilisée dans les canaux de protection contre les crues grâce aux nombreux avantages techniques qu'elle présente.



**Figure IV.3** Canal Trapézoïdale

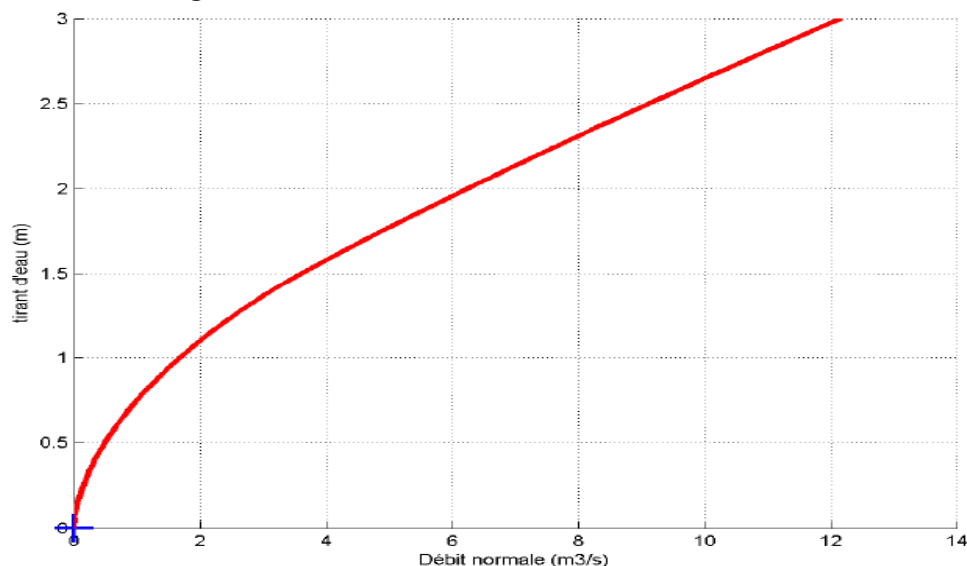
Soit le canal trapézoïdale de la figure précédente, de largeur ( $L$ ) est de fruit de talus ( $m$ ) ayant un tirant d'eau de  $Y$ . On dit que c'est une section plus avantageuse si :

$$T = 2Y\sqrt{1+m^2} \quad (\text{IV-28})$$

Ou ; si la largeur au miroir est égale à la somme des longueurs des deux talus. Dans ce cas le fruit de talus le plus avantageux est de  $\frac{1}{\sqrt{3}}$  ou un angle des talus de  $60^\circ$ , cela bien sure pour les canaux en dure, pour ceux en terre le fruit des talus est fonction du type de sol.

### IV.3.3 Calcul de la profondeur normale $h_n$

A un débit donné,  $h_n$  est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur  $h$  au débit  $Q$ . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente.



**Figure IV.4** Relation entre le tirant d'eau et le débit normal.



La détermination de la profondeur normale ( $h_n$ ) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

#### a) Méthode graphique

On tire la valeur de  $h_n$  à partir du graphe  $I = f(h)$ , on trace le graphe par le calcul des valeurs de  $I$  en augmentant  $h$  avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q_{normal}^2}{C^2 \cdot S^2 \cdot R} \quad (IV-29)$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = S_m \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \quad (IV-30)$$

#### b) Méthode itérative

On tire la valeur de ( $B$ ) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (IV-31)$$

Donc, on fixe la valeur de ( $H$ ) et on donne des valeurs a ( $b$ ) et on détermine  $Q$  jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au  $Q_n$

Par suite on trace la courbe  $Q = f(B)$ , et on détermine la valeur de  $b$  correspondante à  $Q$

#### IV.3.4 Calcul de la profondeur critique $h_{cr}$

Le calcul de  $h_{cr}$  se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

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

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de  $h$ .

La valeur de  $h_{cr}$  est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

#### 1) L'énergie spécifique

L'énergie spécifique  $H_s$  ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée a l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe :  $H_s = f(h)$  sachant que :

$$H_s = H_p + H_c \quad (IV-32)$$

Avec :

$H_p$  : Energie potentielle est égale à  $h$  ; ( $H_p = h$ )

$H_c$  : Energie cinétique est égale à ; ( $H_c = V^2/2g$ ) ;

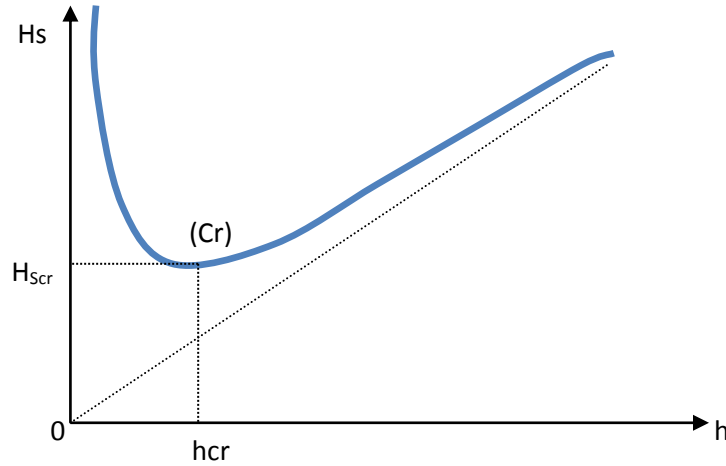


Figure IV.5 Energie spécifique en fonction de profondeur.

**2) Méthode analytique d’AGROSKINE**

La méthode d’AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \tag{IV-33}$$

$\alpha$  : coefficient d’énergie cinétique dans la pratique on prend  $\alpha = 1$ .

$B$  : largeur du plan d’eau en surface.

$g$  : l’accélération gravitaire prise égale à  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

**3) Méthode itérative**

Cette méthode consiste à tirer la valeur de  $h_{cr}$  qui correspond à  $Q^2/g$  Donc on tire la valeur de  $(S^3/B) = Q^2/g$  et on tire par un tableur la valeur de  $h_{cr}$  qui lui correspond.

**IV.3.5 Calcul de la pente critique**

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \tag{IV-34}$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \tag{IV-35}$$

**IV.3.6 Nombre de Froude**

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{IV-36})$$

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

- écoulement fluvial  $Fr < 1$   $\Rightarrow h_{cr} < h$
- écoulement torrentiel  $Fr > 1$   $\Rightarrow h_{cr} > h$
- écoulement critique  $Fr = Fr_{cr} = 1$   $\Rightarrow h_{cr} = h$

## IV.4 Calcul de la ligne d'eau

### IV.4.1 Equation de la ligne d'eau

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

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h \quad (\text{IV-37})$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \quad (\text{IV-38})$$

Dérivant l'équation (IV-36) par rapport à  $x$ , on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad (\text{IV-39})$$

Comme :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad (\text{IV-40})$$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \quad (\text{IV-41})$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad (\text{IV-42})$$

### IV.4.2 Les différentes formes de courbe de remous

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule (IV-5) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K. \quad (\text{IV-43})$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n. \quad (\text{IV-44})$$

Donc l'équation (IV-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (IV-45)$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B} \quad (IV-46)$$

$J_f = i =$  pente de fond

D'autre par :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (IV-47)$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

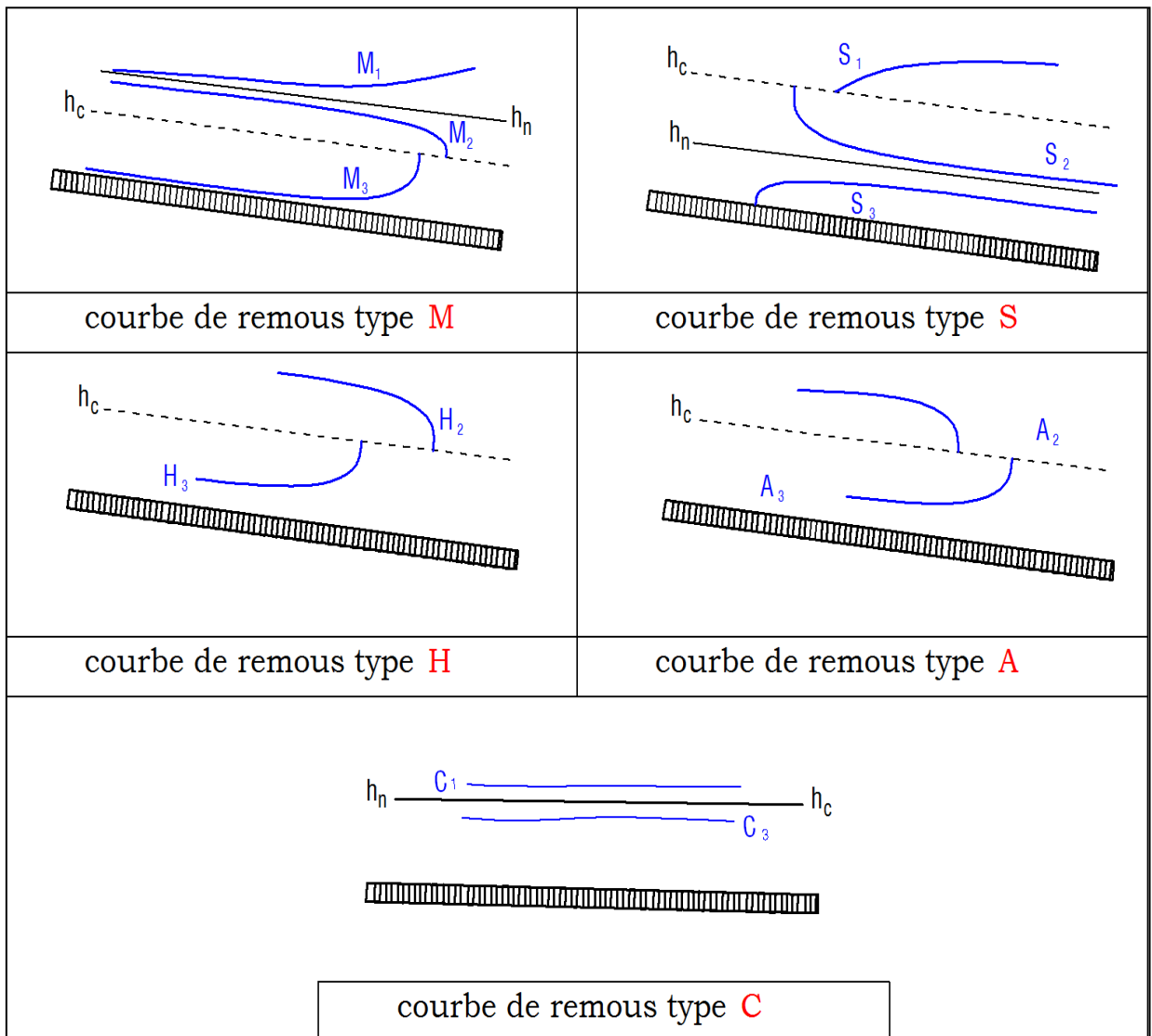


Figure IV.6 Différentes formes de courbes de remous.

Tableau IV.1 Différentes formes de courbes de remous.

conditions	$(K_n/K) = (h_n/h)$	signe de numérateur	$Fr = (hc/h_n)$	signe de dénumérateur	signe de $dh/dx$	nom de courbe
$i > 0$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	M1
$i < i_c$	$< 1$	+	$> 1$	-	-	
$h_n > h_c$	$> 1$	-	$< 1$	+	-	M2
	$> 1$	-	$> 1$	-	+	M3
$i > 0$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	S1
$i > i_c$	$< 1$	+	$> 1$	-	-	S2
$h_n < h_c$	$> 1$	-	$> 1$	-	+	S3
$i > 0$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	C1
$i = i_c$	$< 1$	+	$> 1$	-	-	C2
$h_n = h_c$	$> 1$	-	$> 1$	-	+	C3
$i = 0$		-	$< 1$	+	-	H2
$h_n \rightarrow \infty$		-	$> 1$	-	+	H3
$i < 0$		-	$< 1$	+	-	A2
$h_n \rightarrow \infty$		-	$> 1$	-	+	A3

#### IV.4.3 Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (IV.47)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

#### IV.5 Calcul du ressaut

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique  $F_r > 1$  (amont), au régime sous critique  $F_r < 1$  (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ( $h_2 - h_1$ ), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ( $H_{RH} = H_{S2} - H_{S1}$ ), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée ( $h''$  et  $h'$ ).
- Hauteur de ressaut ( $h'' - h'$ ).
- La longueur approximative du ressaut ( $L_{RH}$ ).

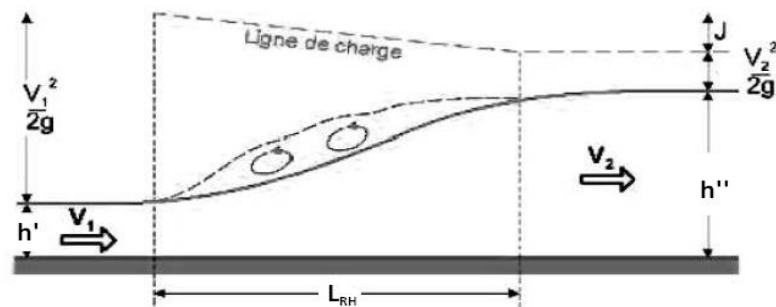


Figure IV.7 Schéma d'un ressaut hydraulique.

Selon le nombre de FROUDE " $Fr$ ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. On peut avoir donc:

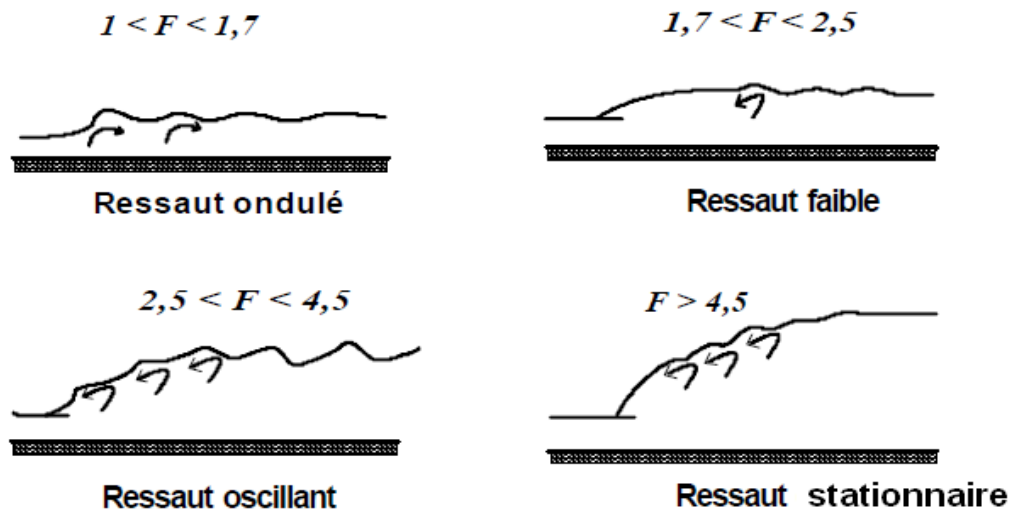


Figure IV.8 Typologie des ressauts.

Tableau IV.2 Différents types de ressaut.

type de ressaut	valeurs de Fr	Observation
· Prés ressaut (ressaut ondulé)	$1 \div 1,7$	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique $h_{cr}$
· Un ressaut faible	$1,7 \div 2,5$	Des petits rouleaux apparaissent
· Un ressaut oscillant	$2,5 \div 4,5$	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
· Un ressaut stationnaire	$4,5 \div 9$	Forte dissipation d'énergie
· Un ressaut fort	$> 9$	jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

Si le nombre de FROUDE "**Fr**" est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement; un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

## IV.6 Calcul avant l'aménagement de l'Oued

Pour le calcul de la hauteur normale, la hauteur critique, la vitesse critique et déterminer la zone inondable, on utilise le logiciel **HEC-RAS VERSION 5.0.3** (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) qui est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE (2010a et 2010b). Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations. Il peut traiter des cas complexes, et il est disponible en freeware.

HEC-RAS résout les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non-permanent de calcul de la ligne d'eau en graduellement varié. Il résout l'équation de l'énergie unidimensionnelle, les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement.

### 1) Modèles utilisés par HEC-RAS en régime permanent

Si deux sections S1 et S2 de l'écoulement séparées d'une distance  $\Delta x$  (Figure IV.07). Si  $E_1$  et  $E_2$  étant les énergies de l'écoulement à ces mêmes points, alors le bilan d'énergie entre des ces deux sections est explicité suivant l'équation :

$$E_2 - E_1 = (I - J)\Delta x \quad (\text{IV-48})$$

Qui se réduit au modèle de Bernoulli utilisé dans HEC-RAS pour calculer les hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible.

Concernant le calcul de la ligne d'eau, il s'effectue suivant la Standard Step Method, qui est une procédure itérative de résolution de l'équation d'énergie donnant la pente d'énergie  $J$ . cette dernière est supposée égale à la somme de pertes de charge par frottement  $J_f$  et la perte par contraction ou expansion de la section.



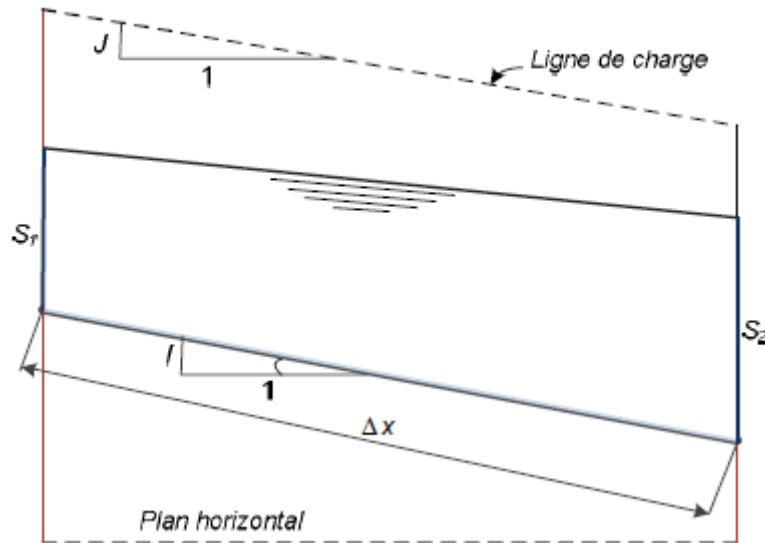


Figure IV.9 Modèle utilisé par HEC-RAS.

La simulation sera donc lancée sur le logiciel HEC-RAS, dans lequel on fait entrer la géométrie de l'oued sous forme de profils en travers. Les profils doivent être relevés perpendiculairement à la direction de l'écoulement. L'orientation de l'axe peut être différente dans le lit mineur de rivière et dans le lit majeur.

#### Données géométrique:

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique de la zone d'étude, acquis au niveau de l'entreprise SARL ETTH HIRECHE.

Pour charger les profils nous avons utilisé les logiciels ArcGis 10.2.2 et ArcGeo-RAS 10.2.2, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS. Cela nous a permis de gagner en temps et en précision et surtout pour la détermination de la carte des zones inondables (planche N3).

#### Coefficient de Manning d'un lit composé

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de  $n$  est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément. (G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * f \quad (\text{IV-49})$$

$n_0$  : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes.

$n_1$ : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.

$n_2$ : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée.

$n_3$ : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre,...

$n_4$  : Traduit l'influence de la végétation.

$f$  : Ce facteur correctif qui traduit l'importance des méandres estimé par le coefficient de sinuosité.

**Tableau IV.3** Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.

Facteur	Caractéristique	Valeur
$n_0$	Terre	0,02
	Roche	0,025
	Gravier	0,024
	Gravier gros	0,028
$n_1$	Parois lisses	0,001
	Parois présentant une légère irrégularité	0,005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0,01
	Parois présentant une irrégularité importante	0,02
$n_2$	Variations progressives du profil en travers	0,00
	Variations altérées du profil en travers	0,005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0,001 à 0,0015
$n_3$	Obstruction négligeable	0,00
	Obstruction faible	0,01 à 0,015
	Obstruction appréciable	0,03 à 0,04
	Obstruction importante	0,06
$n_4$	Végétation faible	0,005 à 0,01
	Végétation modérée	0,01 à 0,025
	Végétation importante	0,025 à 0,05
	Végétation très importante	0,05 à 0,10
$f$	Influence des méandres modérée	1,00
	Influence des méandres appréciable	1,25
	Influence des méandres importante	1,3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning pour différents emplacements, selon les photos qui sont en notre disposition, ainsi que les photos satellitaires de Google Earth.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4** Valeurs estimées pour le coefficient de Manning en fonction de la nature des parois.

Tronçon	Rive gauche	lit mineur	Rive droit
0-840	0,0910	0,0975	0,1040
840-1300	0,1175	0,1188	0,1250
1300-3334	0,0975	0,1040	0,0975

## 2.2. Données de débit

Après la géométrie il nous faut introduire les données de débit, dans chaque tronçon de chaque cours d'eau, on fait une étude stationnaire, en faisant passer le débit de pointe d'une crue dans toutes les sections du bief dont il est question. Pour ce faire nous allons considérer la crue centennale  $Q=275.79 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :

- **Hauteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- **La hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- **La hauteur normale** : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.
- **Courbe de tarage** : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit hauteur.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives.

## 2.3. Simulation en écoulement uniforme

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement.

Nous avons lancé la simulation en supposant un régime fluvial et un écoulement uniforme permanent.

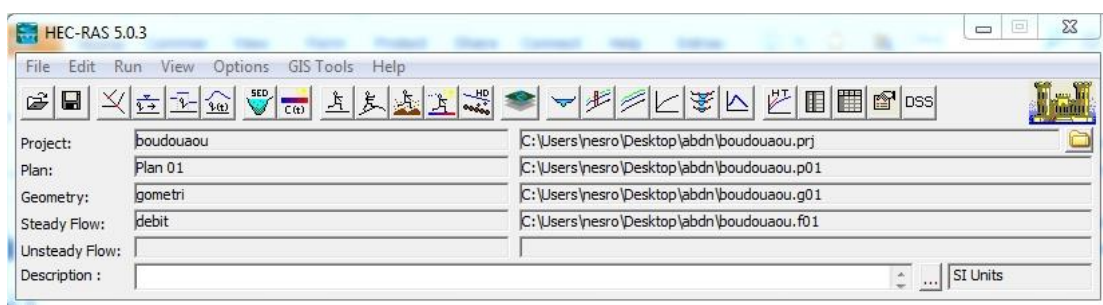


Figure IV.10 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.

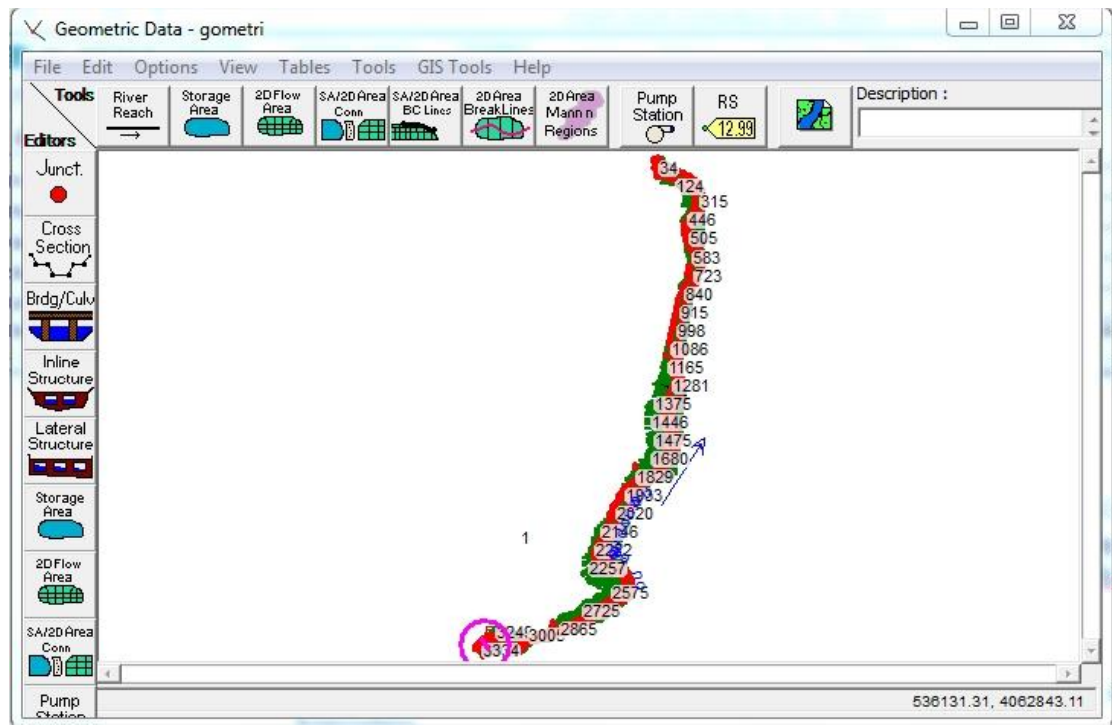


Figure IV.11 Définition du tracé de l'Oued et des sections.

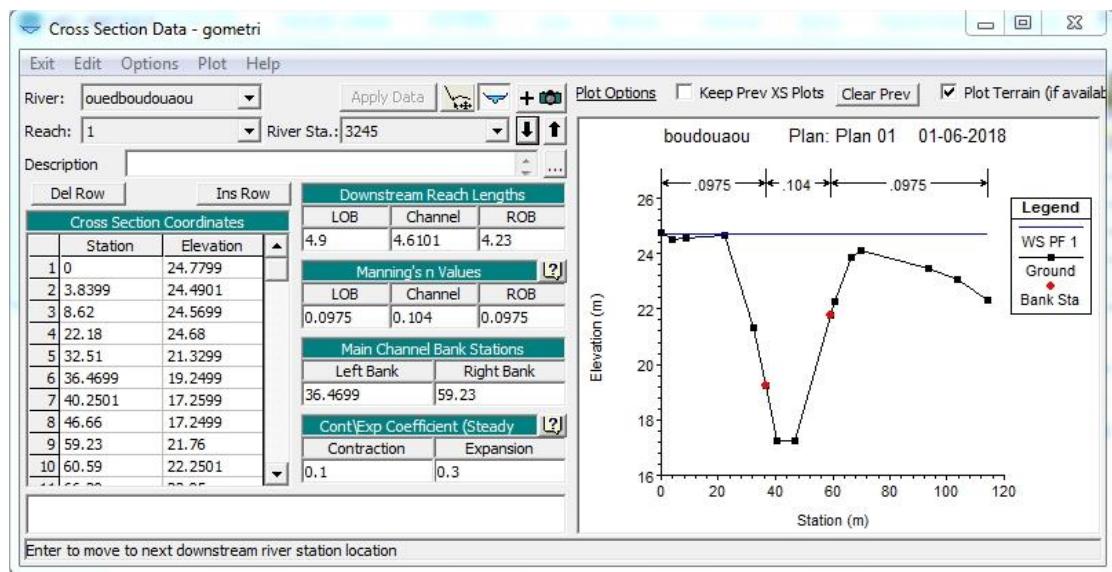


Figure IV.12 Définition des sections en travers de l'oued.

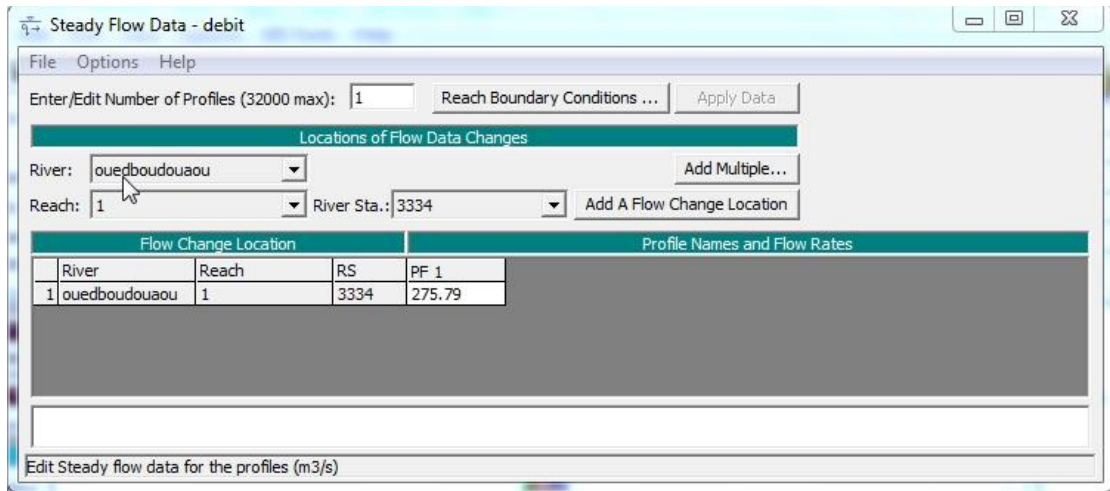


Figure IV.13 Définition de la crue et des conditions aux limites.

Représentation de quelque section qui a été prises en considération dans notre étude dans la figure suivante :

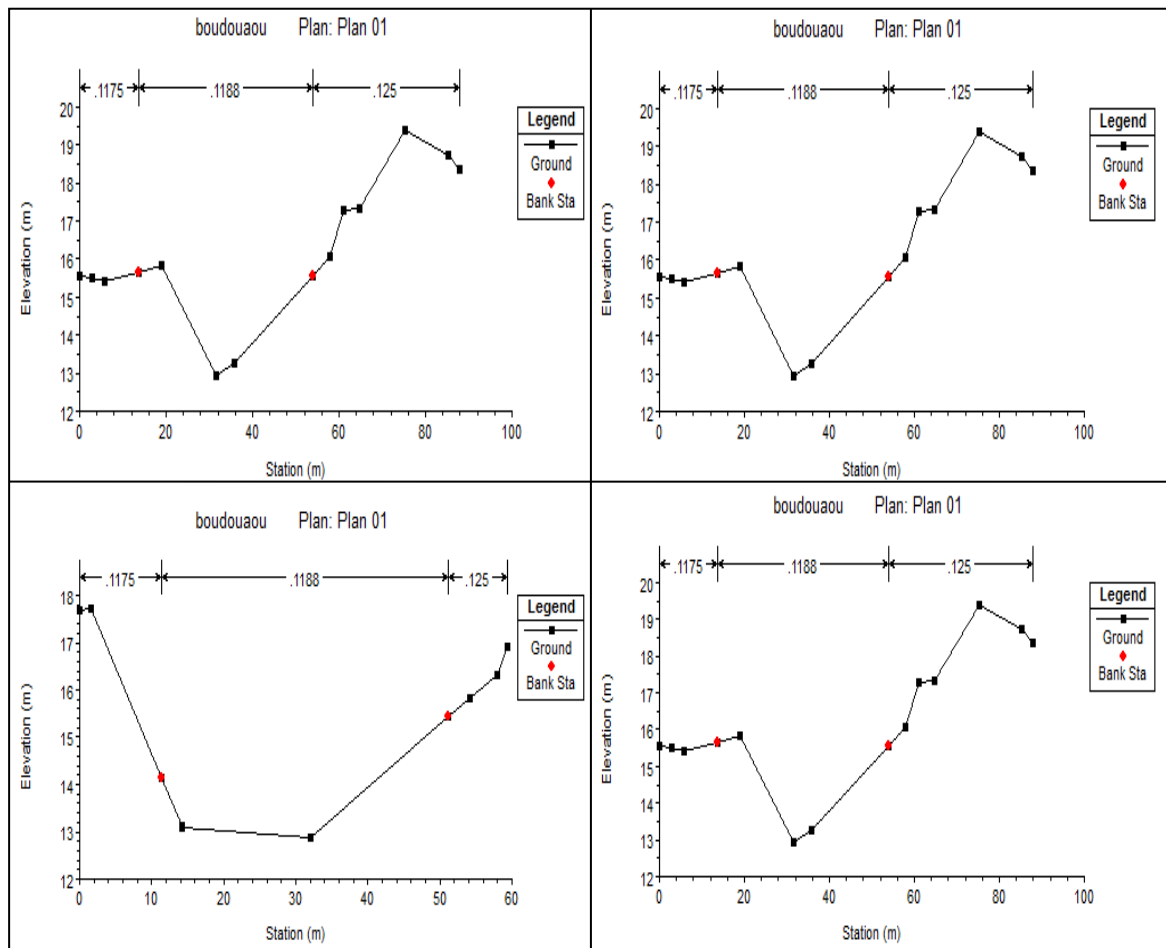


Figure IV.14 Sections en travers de lit de l'oued.

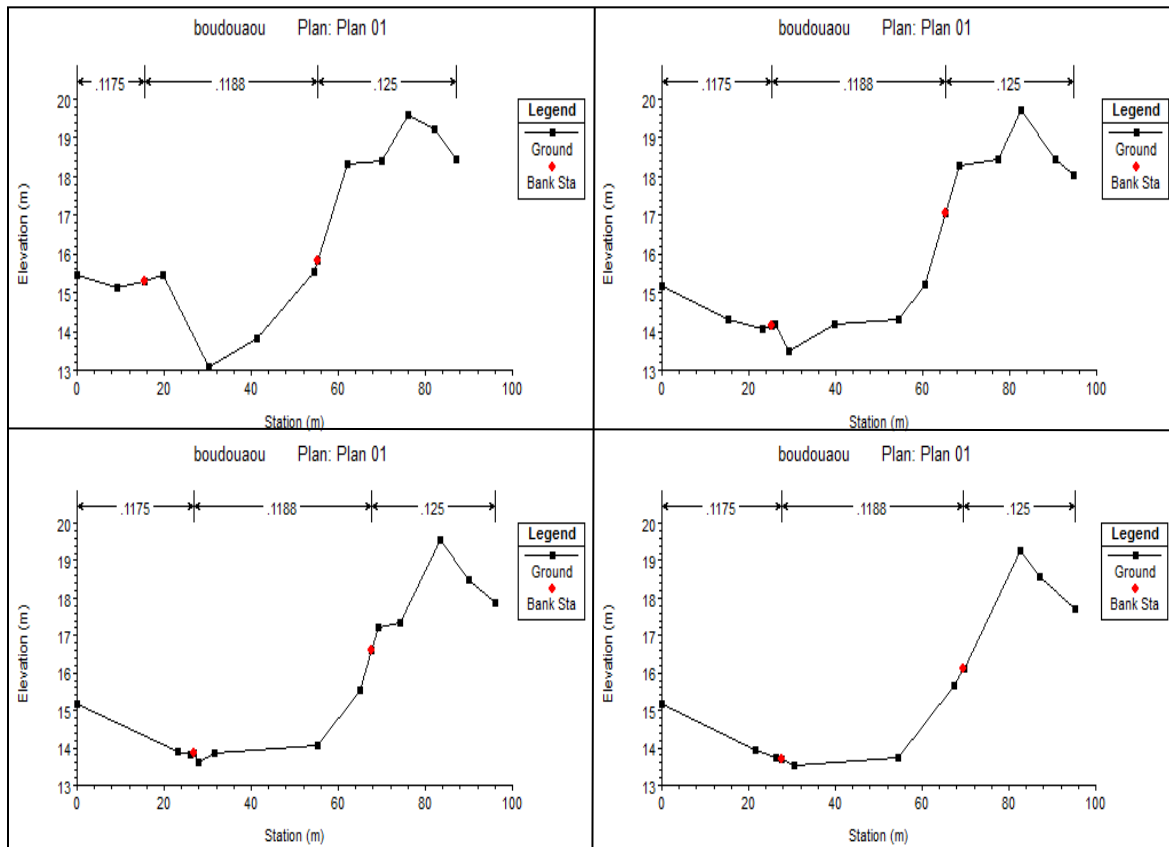


Figure IV.15 Sections en travers de lit de l'oued (suit).

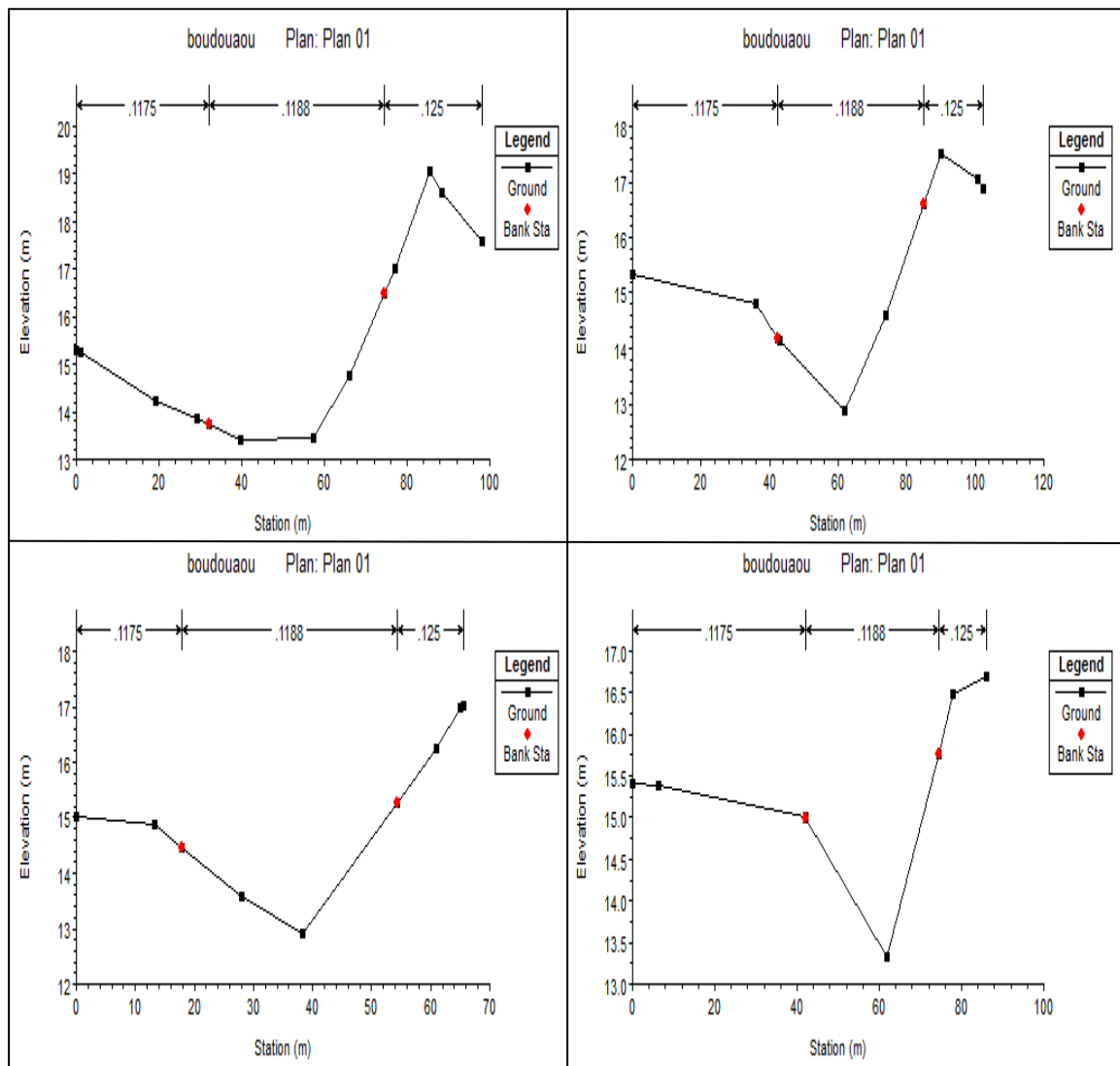


Figure IV.16 Sections en travers de lit de l'oued (suit)

Les résultats de la simulation par le logiciel HEC-RAS sont obtenue et par ce que on a 667 section en travers on ne peut pas les présenter donc on va juste cite quelque exemple avec le maximum et le minimum de chaque paramètres :

Tableau IV.5 Paramètres hydrauliques des quelques section avec le minimum et le maximum.

paramètres	altitude du lit d'oued	altitude du plan d'eau calculé	altitude qui correspond à la hauteur critique	altitudes de la ligne d'énergie	la pente de la ligne d'énergie	vitesse d'écoulement	la section mouillée	largeur au miroir	nombre de Froude
unité	m	m	m	m	m/m	m/s	m <sup>2</sup>	m	
minimum	9,48	13,31	12,29	14,33	0,000314	0,53	62,57	25	0,07
maximum	17,65	24,68	22,02	24,81	0,072534	4,51	618,99	182,63	0,99
3299	9,48	24,66	21,59	24,81	0,008762	1,74	158,75	51,81	0,32
3294	9,52	24,66	21,2	24,79	0,003156	1,69	196,4	65,79	0,22
3289	9,55	24,68	20,67	24,77	0,00202	1,45	235,37	74,65	0,18
3284	9,57	24,68	20,59	24,76	0,001768	1,38	254,49	82,22	0,17
3279	9,59	24,67	20,77	24,74	0,001786	1,36	262,71	87,55	0,17
3274	9,59	24,62	21,09	24,73	0,002743	1,62	213,94	76,09	0,21
3269	9,59	24,61	20,89	24,72	0,00258	1,59	210,6	73,15	0,21
3264	9,6	24,6	20,71	24,71	0,002353	1,55	210,58	65,79	0,2
3259	9,6	24,6	20,54	24,7	0,002104	1,47	217,8	61,7	0,19
3254	9,6	24,58	20,26	24,68	0,002026	1,48	223,73	68,77	0,19
3249	9,62	24,56	20,51	24,66	0,002108	1,47	215,03	59,12	0,19
3244	9,62	24,55	20,55	24,64	0,001992	1,41	228,66	68,63	0,18
3239	9,64	24,55	20,66	24,63	0,001852	1,33	258,29	97,04	0,17
3234	9,64	24,54	20,48	24,62	0,002064	1,39	245,13	95,48	0,18
3229	9,65	24,53	20,3	24,61	0,001909	1,38	248,7	94,79	0,18
3224	9,65	24,52	20,21	24,6	0,001792	1,37	250,8	91,43	0,17
3219	9,65	24,5	20,43	24,59	0,001987	1,43	244,06	89,42	0,18
3214	9,65	24,49	20,77	24,57	0,004747	1,19	231,27	90,77	0,24
3209	9,65	24,44	21,02	24,55	0,002959	1,62	221,55	91,24	0,22

**Remarque**

On remarque que le nombre de Froude est faible qui signifie un régime fluvial donc un grand risque d'inondation.



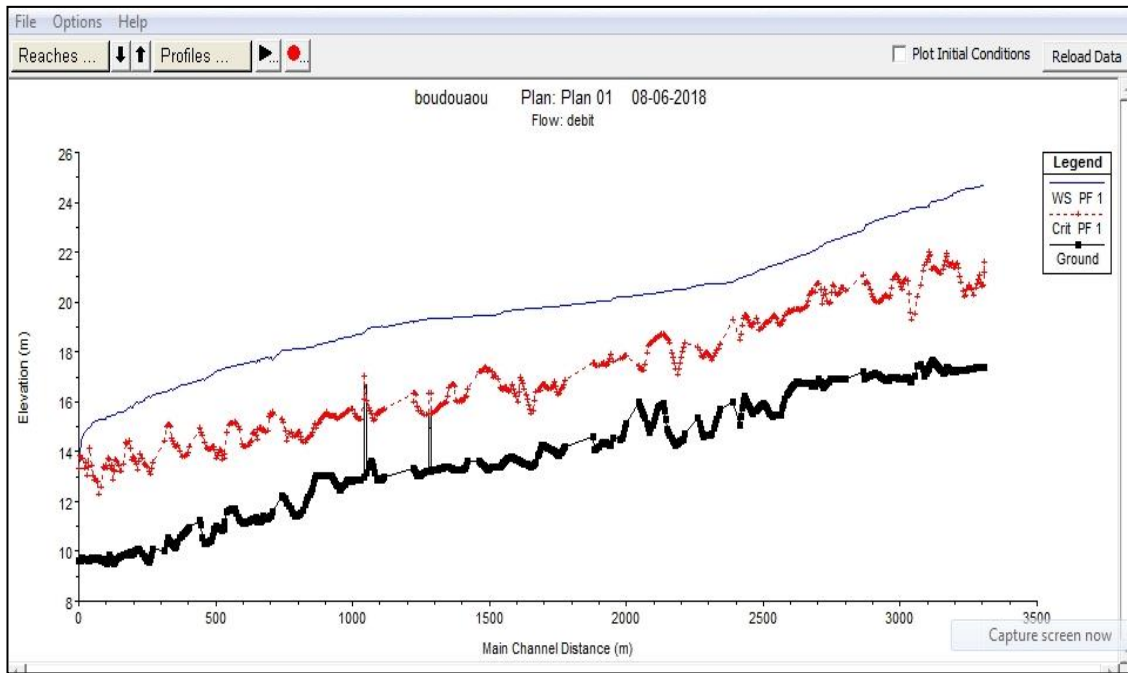


Figure IV.17 Profil en long de l'oued des sections choisies.

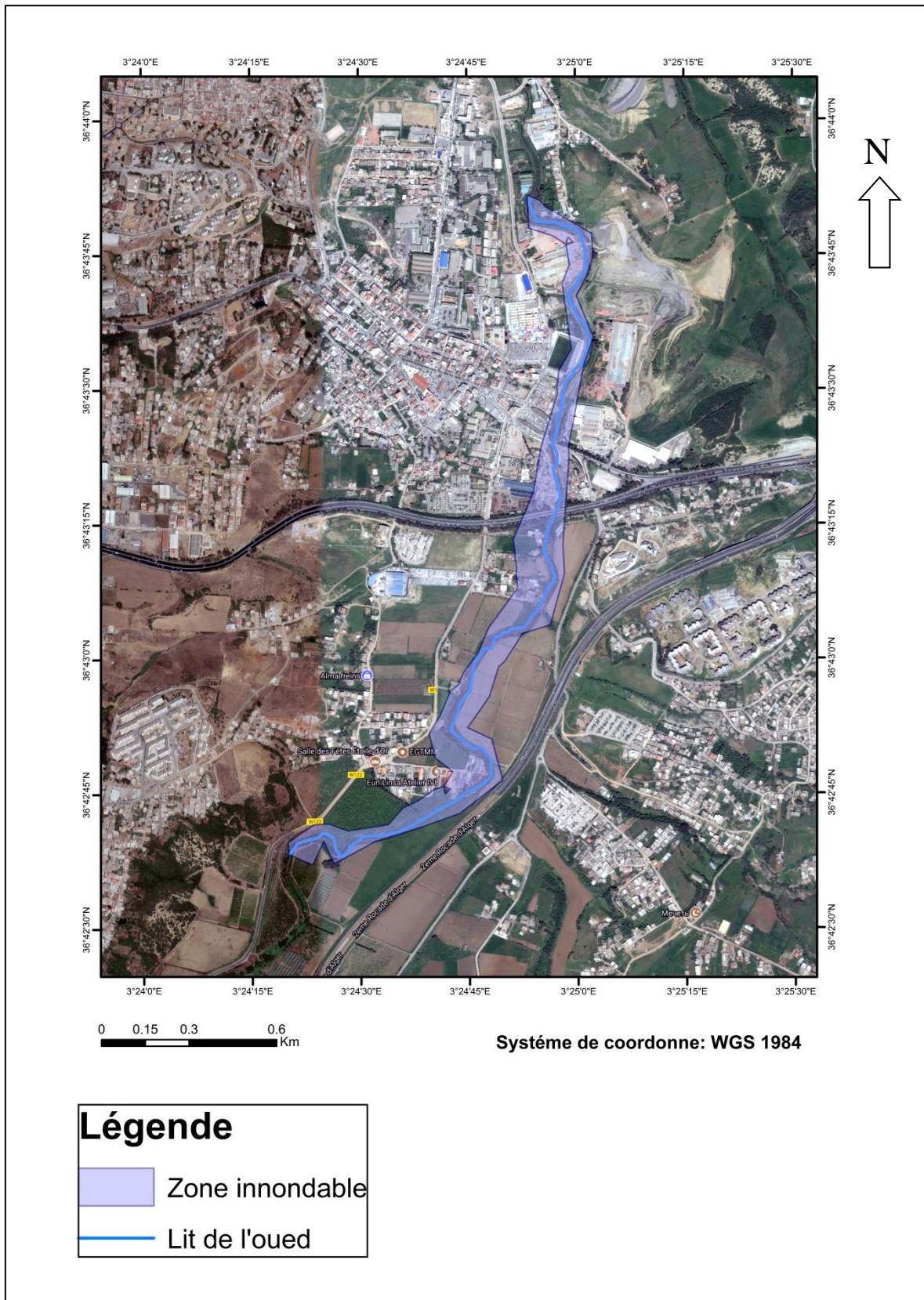


Figure IV18 Carte de zone inondable.

Exemple de quelque section après la simulation :

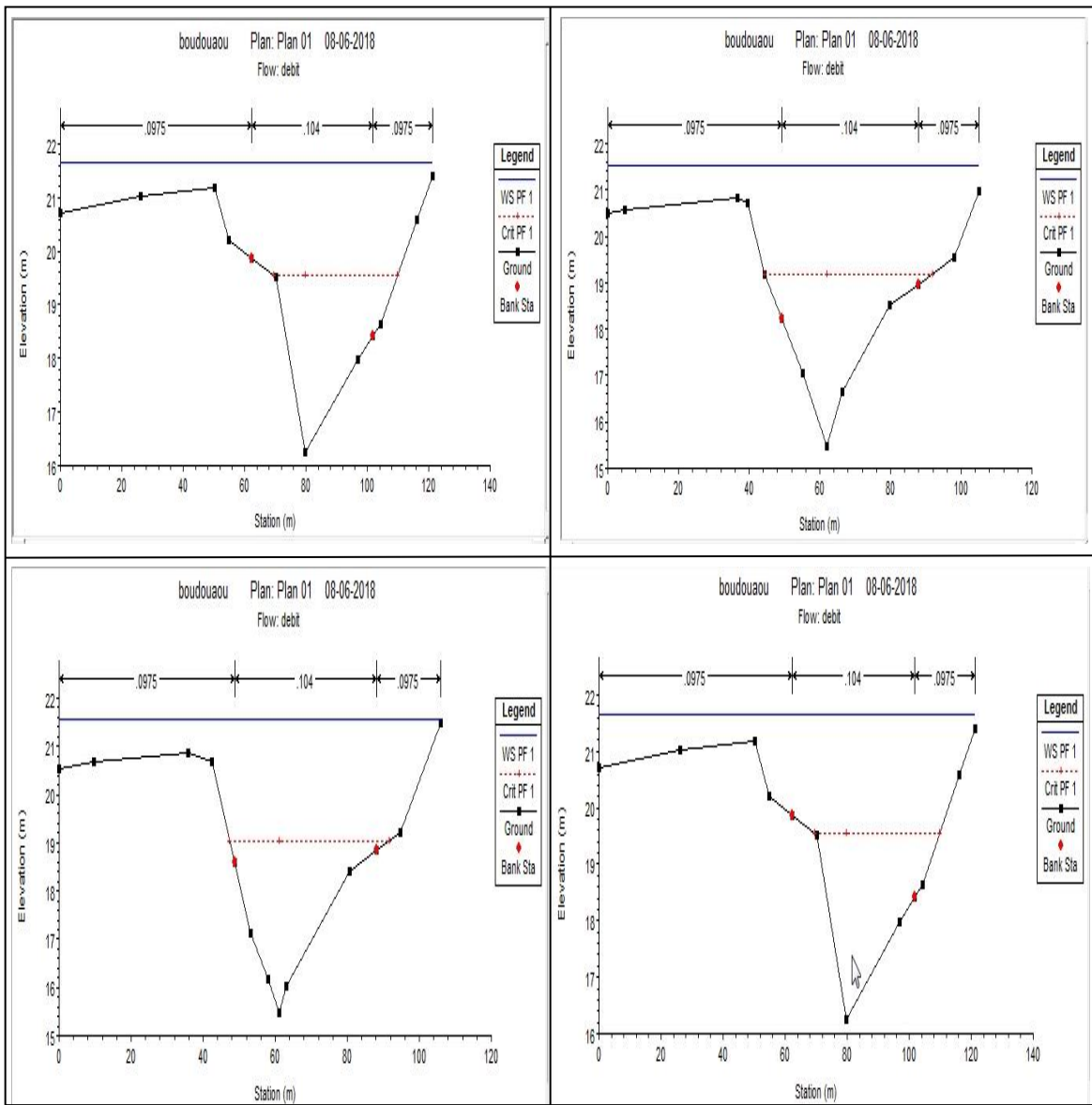


Figure IV.19 Sections en travers de lit de l'oued après simulation.

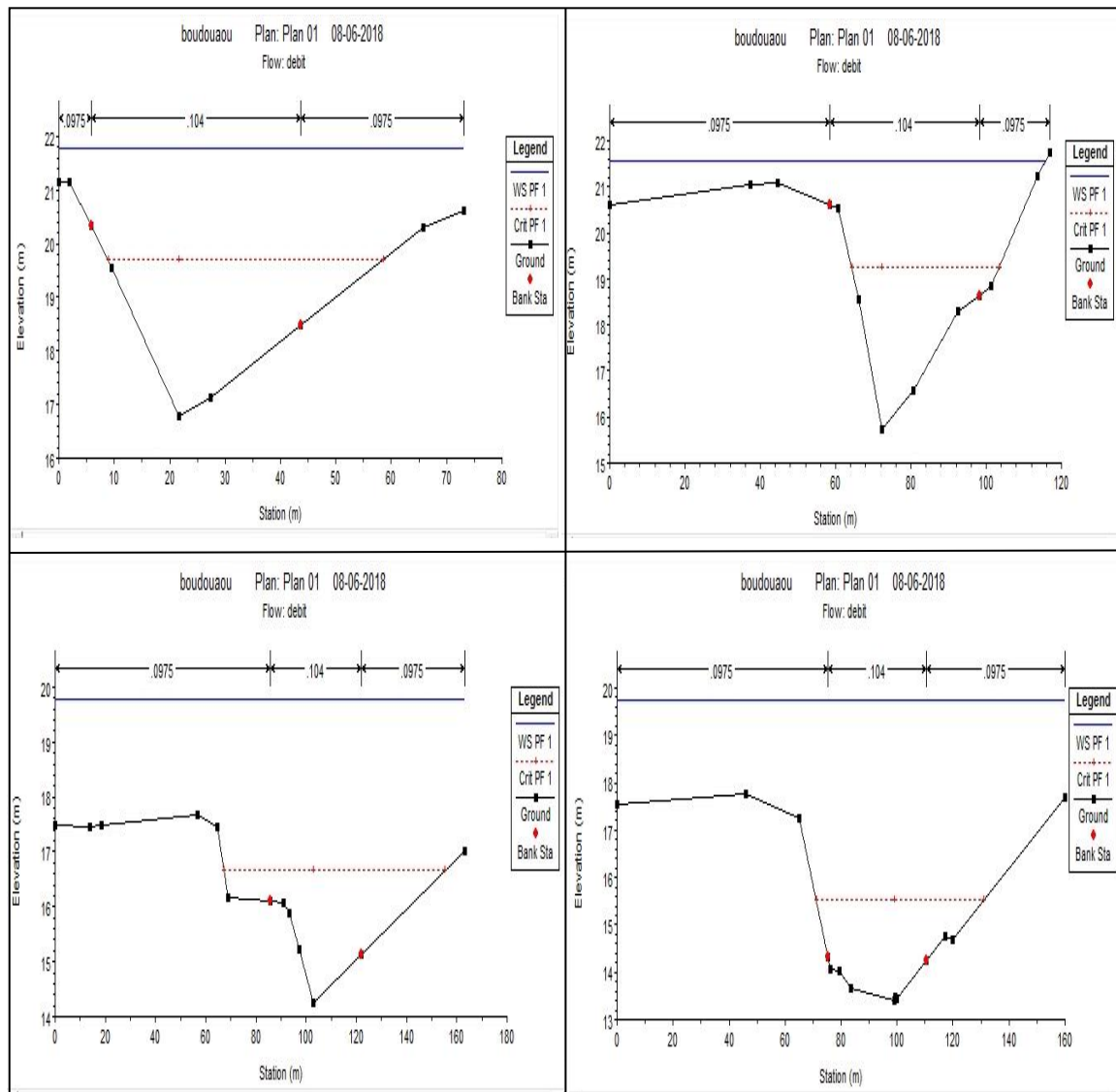


Figure IV.20 Sections en travers de lit de l'oued après simulation (suit).

**Conclusion**

On a essayé à travers ce chapitre de faire une représentation proche du cours d'eau naturel, ce qui est difficile à atteindre vu les difficultés rencontrées pour l'acquisition de données topographiques, et aussi l'inexistence de plans concrets des différents ouvrages de franchissement. Cependant, on a réussi à établir, une carte de vulnérabilité au risque d'inondations, ainsi, qu'à avoir la variation spatiale des vitesses le long de l'oued et de ses affluents pour une crue centennale. Et aussi, une approximation sur les hauteurs que peut atteindre cette crue. On peut dire qu'on dispose d'un outil permettant de trancher sur les mesures structurales à prendre et donc proposer des solutions.



## Chapitre V Aménagement de l'oued

### Introduction

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

### V.1 Principes d'aménagements

Afin de protéger les enjeux sensibles, trois types d'aménagement sont envisageables :

- La réduction d'apport en amont des zones à protéger (laminage des crues).
- L'amélioration du routage du débit de crue, et la capacité d'écoulement des réseaux.
- La maîtrise du ruissellement sur le bassin versant.

#### V.1.1 Laminage des crues

On atténue le débit de pointe des crues en réalisant un stockage à l'amont des zones à protéger. La réduction du débit de pointe peut être obtenue en créant des **zones naturelles d'expansion de crues**. Autrement dit, en favorisant un débordement dans les zones à vulnérabilité réduite. Comme les prairies et certaines cultures. On peut aussi prévoir des ouvrages aménagés en déblai ou remblai, avec un volume de rétention important et une certaine hauteur de stockage appelés **les bassins de rétention**. Ils permettent le laminage des crues, en stockant temporairement les débits de pointe pour qu'ils soient évacués lors de la décrue, et ainsi :

- De limiter la fréquence des débordements en aval.
- De réduire les dimensions des ouvrages à réaliser en aval, et donc leur coût de réalisation.

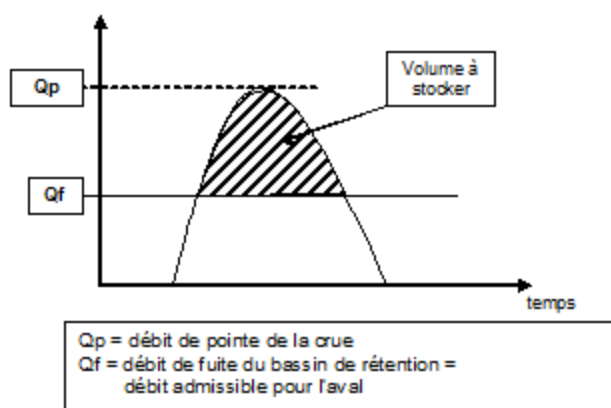


Figure V.1 Volume à stocker dans le bassin.

#### V.1.2 Augmentation de la capacité du cours d'eau

Les principes d'aménagement envisageables sont :

- **Le rééquilibrage de l'oued** : il s'agit d'adapter de l'oued ou des ouvrages au transit du débit de projet (correspondant au degré de protection recherché). Les

faciès proposé peuvent varier de section dite « naturelles », ou un faciès type canal en terre (section trapézoïdale) ou enfin lorsque le foncier est très limité et en milieu urbain : canal bétonné de section rectangulaire.

- **Dérivation** du tracé du cours d'eau afin de l'adapter aux contraintes actuelles et futures du secteur.
- La protection par un **endiguement** rapproché, mais c'est plus une solution passive qu'active puisque on intervient sur le lieu. Sur le plan hydraulique, elle présente certains inconvénients :

- Reporter les problèmes sur la rive opposée ou en amont, le plus souvent en les aggravant.
- Création d'un risque supplémentaire lié à la rupture brusque de la digue.
- Inspiration à tort d'un sentiment de sécurité pour les riverains ce qui les pousse à exposer davantage les biens dans les zones protégées.

### V.1.3 La maîtrise du ruissellement sur le bassin versant

La maîtrise et la réduction des ruissellements sont à prendre en compte sur tous le bassin versant, et tous les types d'espaces et ne concerne donc pas que les zones urbaines exposées au risque. Il doit être favorisé les phénomènes d'infiltration au travers :

- du maintien d'une végétation forestière et arbustive sur le massif.
- des pratiques culturales et d'entretien.
- des techniques alternatives à l'assainissement pluvial en zone urbaine et d'une maîtrise de l'urbanisation et de l'imperméabilisation.

## V.2 Description de la variante

La section proposée du futur canal est de type trapézoïdal dans les endroits où la servitude est très importante (pas de contrainte de réalisation) par contre, entre les habitations nous avons élaboré deux cas :

- Rectangulaire dans les endroits où les habitations se trouvent au niveau des deux rives de l'oued
- Mixte de forme dans les endroits où les habitations se trouvent dans un seul côté de la rive.

### V.2.1 Dimensionnement de canal

Le dimensionnement du canal est arrêté pour une fréquence centennale (1 %).

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de « Manning Strinckler ».

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

Où les différents paramètres sont :

n : Rugosité du canal.

R<sub>H</sub> : Rayon hydraulique en (m).

S : Section du canal en (m<sup>2</sup>).

I : Pente du canal (m/m).

$$R_H = \frac{Sm}{Pm} \quad (V.2)$$

- Pour une section rectangulaire

$$Sm = b.h \quad (V.3)$$

$$Pm = b + 2h \quad (V.4)$$

Talus du canal  $m = 0.00$

- Pour une section trapézoïdale

$$Sm = (b + m.h)h \quad (V.5)$$

$$Pm = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (V.6)$$

Talus du canal  $m=1.5$

- Pour une section mixte

$$Sm = (b + 0,5mh)h \quad (V.7)$$

$$Pm = b + h(1 + \sqrt{(1 + m^2)}) \quad (V.8)$$

Avec :

$n$  : étant la rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple sont données dans le tableau suivant.

**Tableau V.1** Coefficient de rugosité.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de n
• Canal avec revêtement en béton relativement brut	0,014
• Canal en terre	0,033
• Canal en maçonnerie	0,025
• Canal en Gabions remplis de matériaux de carrière	0,027
• Canal en metlas Reno remplis de matériaux de carrière	0,025

Les résultats de calcul de dimensionnement de chaque tronçon de canal sont représenté dans le tableau suivant.

**Tableau V.2** Résultat de dimensionnement de canal

Tronçon	Forme	L	N	b	Heau	H	m (talus)		S	P	RH	V	NFr	régime
		m	s/m <sup>1/3</sup>	m	m	m	Gauche	Droite	m <sup>2</sup>	m	m	m/s		
1	Trapézoïdal	737	0,018	25	2,4	2,5	1,5	1,5	68,6	33,65	2,04	4,03	0,829	fluviale
2	Complexe	125	0,018	25	2,65	3	/	1.50	66,13	30,29	2,18	4,21	0,83	fluviale
3	Rectangulaire	76	0,014	23	2,13	2,5	/	/	55,5	28,94	1,92	4,97	1,09	torrentiel
4	Trapézoïdal	278	0,018	28	2,25	2,5	1,5	1,5	70,59	36,11	1,96	3,91	0,83	fluviale
5	Complexe	27	0,018	25	2,65	3	1.50	/	66,13	30,29	2,18	4,21	0,83	fluviale
6	Trapézoïdal	604	0,018	28	2,25	2,5	1,5	1,5	70,59	36,11	1,96	3,91	0,83	fluviale
7	Complexe	75	0,018	25	2,65	3	/	1.50	66,13	30,29	2,18	4,21	0,83	fluviale
8	Rectangulaire	41	0,014	26	2	2,5	/	/	58	31,61	1,84	4,82	1,09	torrentiel
9	Rectangulaire	133	0,014	23	2,13	2,5	/	/	55,5	28,94	1,92	4,97	1,09	torrentiel
10	Rectangulaire	41	0,014	18	2,42	2,5	/	/	52,35	24,78	2,11	5,29	1,09	torrentiel
11	Complexe	183	0,018	28	2,43	2,5	/	1.50	68,04	32,86	2,04	4,07	0,83	fluviale
12	Trapézoïdal	139	0,018	28	2,25	2,5	1,5	1,5	70,59	36,11	1,96	3,91	0,83	fluviale
13	Complexe	22	0,018	28	2,43	2,5	/	1.50	68,04	32,86	2,04	4,07	0,83	fluviale
14	Trapézoïdal	366	0,018	28	2,25	2,5	1,5	1,5	70,59	36,11	1,96	3,91	0,83	fluviale
15	Complexe	39	0,018	28	2,43	2,5	/	1.50	68,04	32,86	2,04	4,07	0,83	fluviale
16	Trapézoïdal	232	0,018	28	2,25	2,5	1,5	1,5	70,59	36,11	1,96	3,91	0,83	fluviale
17	Rectangulaire	216	0,014	23	2,13	2,5	/	/	55,5	28,94	1,92	4,97	1,09	torrentiel
		3334												

**V.2.2 Description de travaux**

Les travaux consistent à projeter un canal mixte de forme trapézoïdale (radier en béton armé et berges en élément en béton préfabriqué 40x40x10) et de forme rectangulaire en béton armé au niveau des habitations.

**V.2.3 Ouvrages particuliers**

**V.2.3.1 Traversées de Route**

Les traversées de route sont détaillées dans le tableau qui suit :



Tableau V.3 Vérification hydraulique des traversées d'Oued Boudouaou.

.N°	Désignation	Dimensionnement initial		Vérification hydraulique			Recommandations
		L (m)	H (m)	Q=m <sup>3</sup> /s			
				Q1%	Pente	QC(m <sup>3</sup> /s)	
1	Pont de l'Auto route	30,00	8,00	275,79	0,002	1647	A maintenir
2	Pont de la ville	20,00	6,00	275,79	0,002	708	A maintenir

### V.3 Modélisation par le logiciel HEC-RAS

On introduit les sections de défierent forme qu'on calcule et le débit de dimensionnement (Q=275,79 m<sup>3</sup>/s).

Les résultats de la simulation par le logiciel HEC-Ras sont donnés dans la figure suivant.

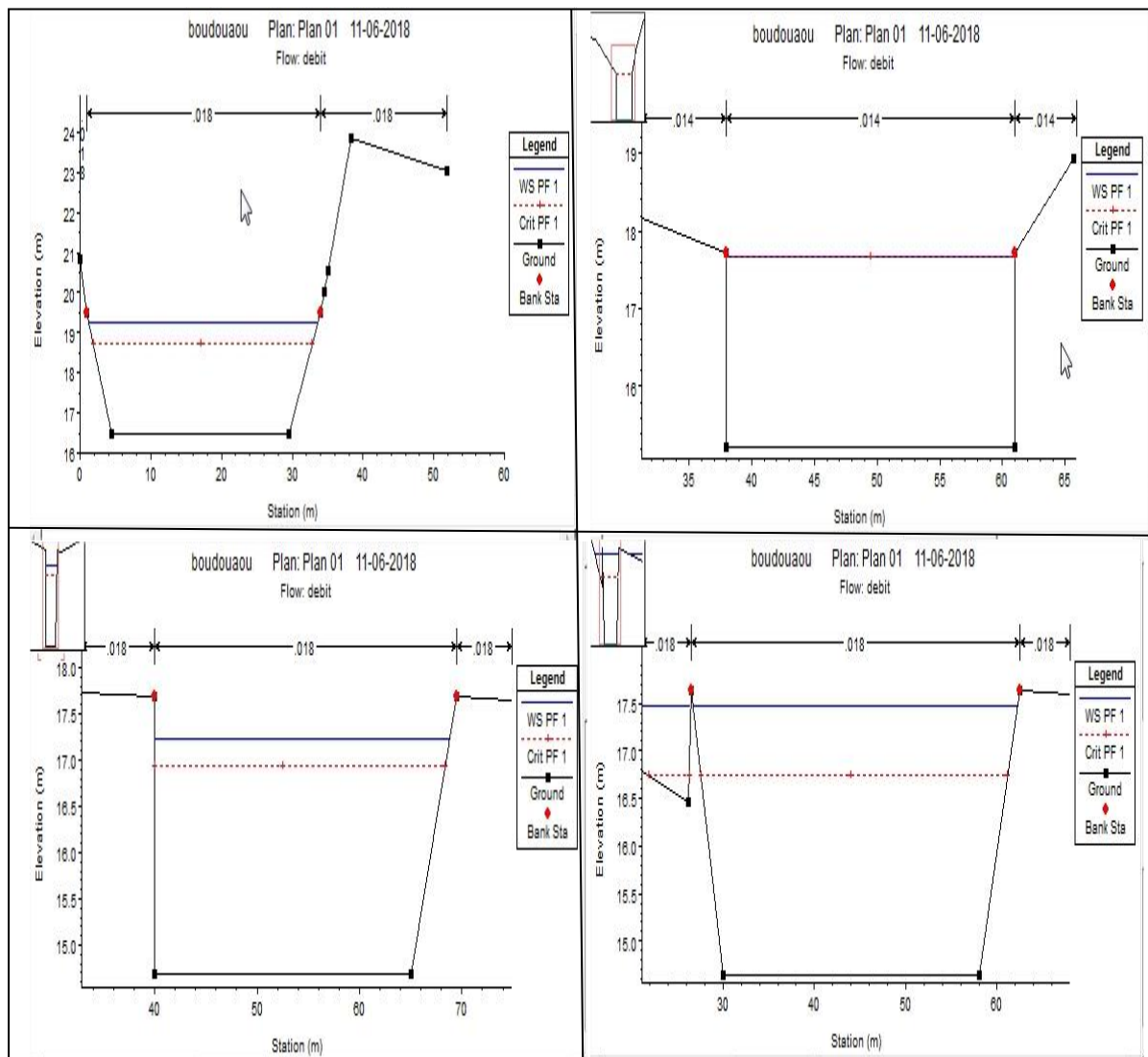


Figure V.2 les sections en travers du canal projeté après la simulation.

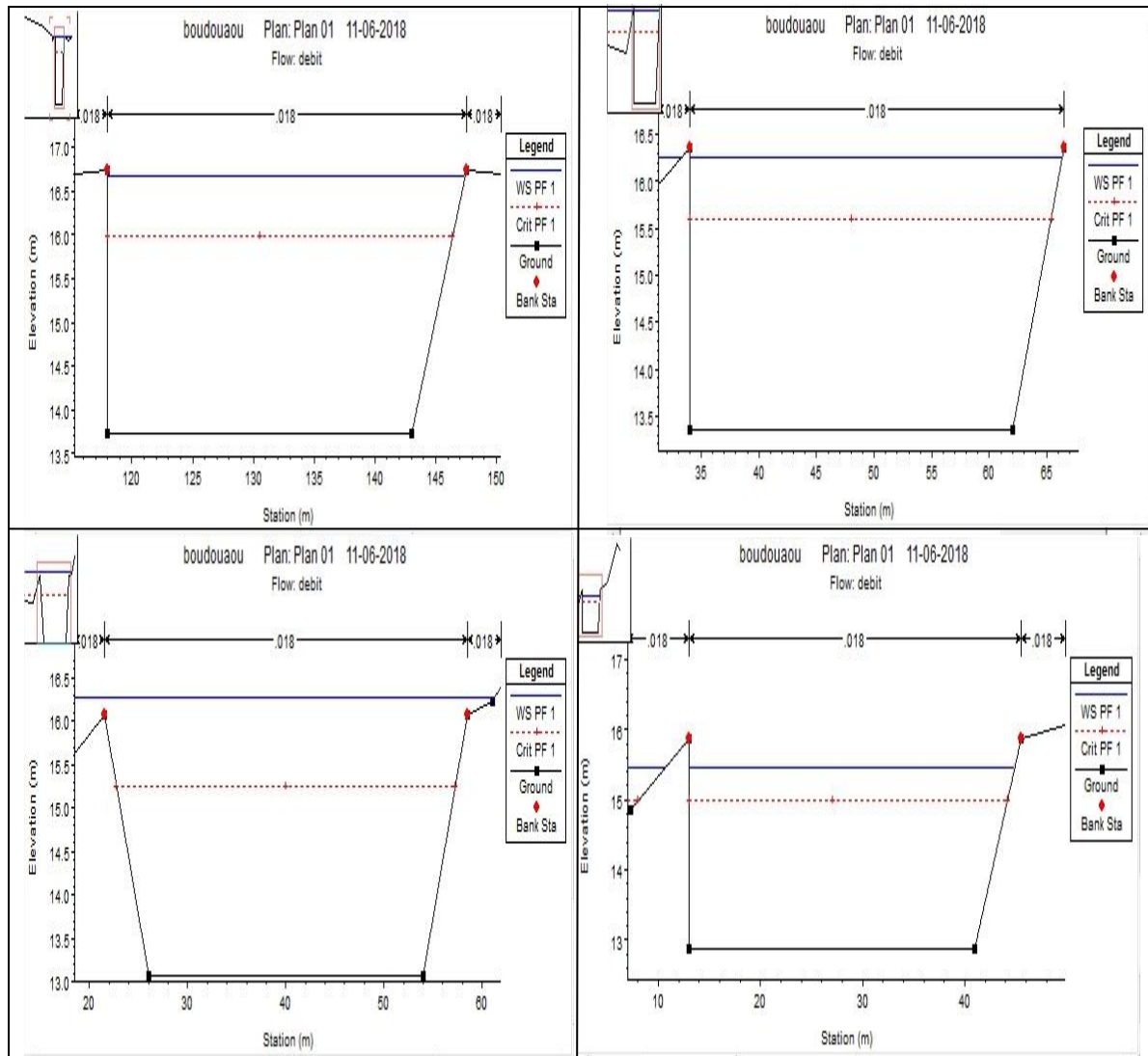


Figure V.3 les sections en travers du canal projeté après la simulation (suit).

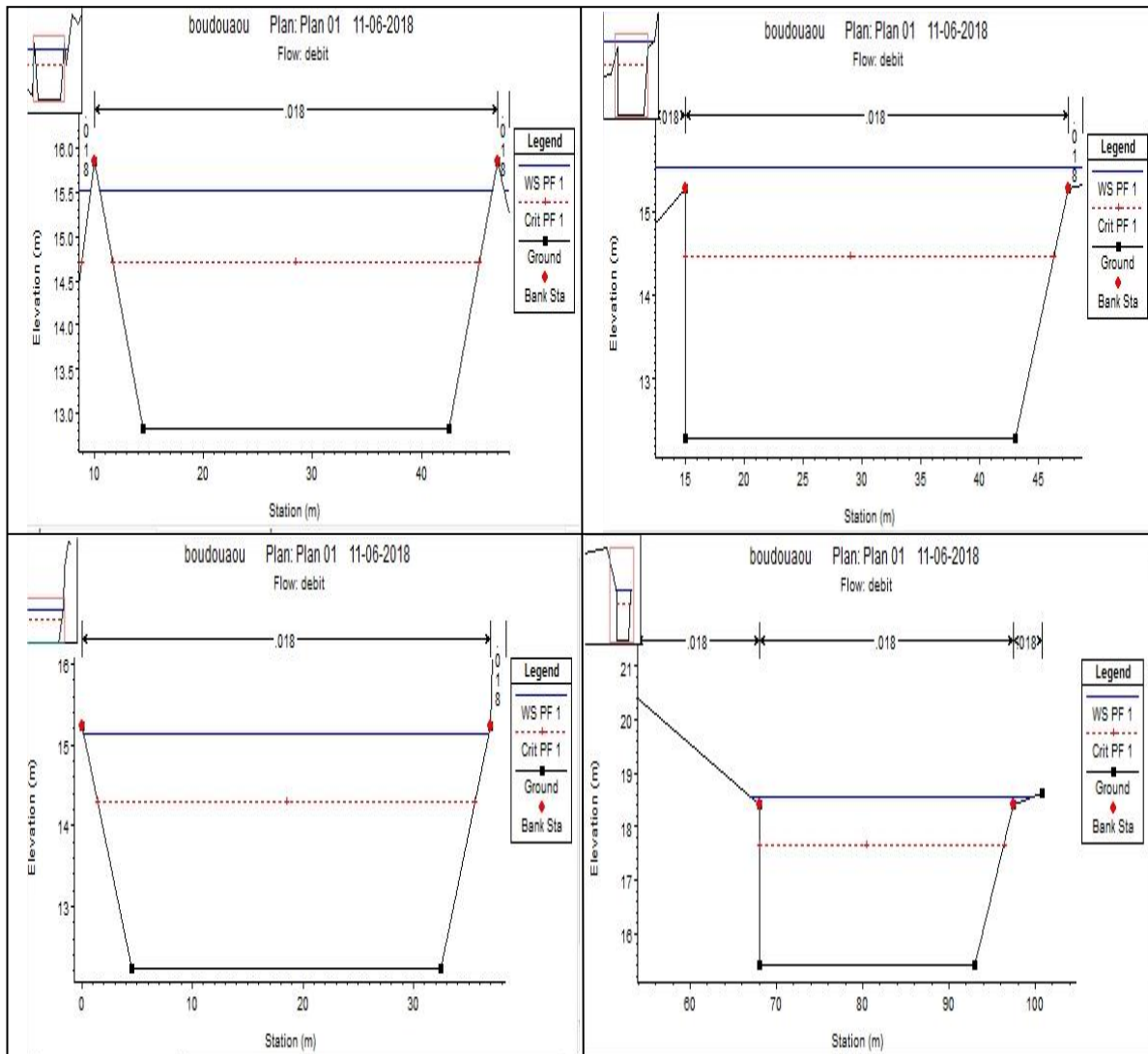


Figure V.4 les sections en travers du canal projeté après la simulation.

### V.3.1 Discussion des résultats

Après la simulation par le logiciel HEC RAS on remarque une légère différence avec les résultats obtenue par la méthode d'approximation est donnée dans le tableau V.2.

La vitesse maximum dans l'ouvrage est de 5.29m/s ce qui est raisonnable, d'autant plus que la vitesse moyenne est de 4.32 m/s.

Le nombre de Froude maximum est de 1.09 donc aucun bassin de dissipation ne sera projeté. La moyenne est de 0.9 Le risque ici, était d'avoir un nombre de Froude très faible, qui signifiait en régime parfaitement fluvial.

La décision était de garder un régime proche de torrentiel tout le long de l'ouvrage pour le débit de pointe. Le canal était dimensionné dans ce sens, pour limiter les vitesses et conserver un nombre de Froude proche de 1.

## **Conclusion**

Afin de trouver la variante adéquate d'aménagement, qui présente des critères techniques appropriés à l'objectif de protection dont il est question, qui serait réalisables sur le terrain sans pour autant être hors de coût. Nous avons présentés plusieurs solutions, avec leurs avantages et inconvénients, mais aussi, les problèmes liés à leurs réalisations. Ainsi, le choix final consiste principalement en la projection de canaux rectangulaires et trapézoïdaux revêtus en béton.

## Conclusion Générale

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

La genèse des crues de l'Oued de Boudouaou s'explique par deux phénomènes importants. D'une part l'importance des évènements pluvieux en intensité et en longueur. D'autre part le débordement de l'Oued s'explique également par la capacité limitée du bassin versant en termes d'infiltration des eaux et l'occupation du lit majeur de l'oued par des habitations. Dans l'étude hydrologique il a été pris en compte le débit maximum donné par la méthode de GRADEX et ceci due à l'absence d'une station hydrométrique dans l'Oued et à la fiabilité des formules empiriques dans la région.

La solution retenue pour le dimensionnement consiste en des canaux à ciel ouvert de section trapézoïdale et rectangulaire. Pour le résultat de dimensionnement du canal, seul le modèle de Saint-Venant monodimensionnel est pris en considération dans les calculs, et pour ce faire le logiciel HEC-RAS est utilisé.

## Références bibliographiques

**CIGB 1994** « Les crues de projet des barrages : la méthode du Gradex » Bulletin du comité internationale des grands barrages, 18e congrès CIGB / ICOLD - N° 02, Nov. 1994.

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

**Graf et al, 1993.**

**Meddi M. et Belhadj F, 2010.** Etude des crues dans le bassin du Cheliff. Application de la méthode du Gradex.

**Touati A, 2010.** Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algerien. mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

**Yahiaoui A, 2012.** Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.