

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'assainissements

THEME :

**ETUDE DE L'AMENAGEMENT DE L'OUED BOUREAH
A L'EST DE LA VILLE DE ROUBA (W.ALGER)**

PRESENTE PAR :

M^r HAMZA OUI MEHDI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r HADJ SADOK Ahmed	M.C.B	Président
M ^{me} KAHLERRAS Malika	M.A.A	Membre
M ^r YAHIAOUI Samir	M.A.B	Membre
M ^{me} SAIDI Hayet	Ing/Doctorante	Membre
M ^r MERABTI Abdelaziz	Ing/Doctorant	Invité
M ^r AMMARI Abdel Hadi	M.C.B	Promoteur

Session - 2015

REMERCIEMENT

Tout un travail réussi dans la vie nécessite d'abord la bénédiction de DIEU le tout puissant, je tiens donc à le remercier en premier degré.

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

*Ensuite, je tiens à remercier très vivement mon promoteur Monsieur **AMMARIABD EL-HADI** qui malgré les prérogatives qui sont siennes, a accepté sans réserve, de diriger mon travail. Il s'y est grandement impliqué par ses directives, ses remarques et suggestions, mais aussi par ses encouragements dans les moments clés de son élaboration.*

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

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

Et en fin, je remercie tous ceux qui de près ou de loin qui m'ont soutenu durant la préparation de ce travail et ce par leurs conseils ou soutien moral, en particulier tous mes camarades de l'ENSH.

M.HAMZAOUI

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes très chers parents, qui m'ont soutenu
durant toutes ces années de formation.*

A ma sœur Sarah.

A mon frère Anis.

*A mon promoteur Monsieur AMMARI ABD EL
HADI*

A tous mes cousins et cousines.

A toute la famille HAMZAOUI.

*A tous mes amis spécialement : Tahar, Rabie, Farid,
Redouane, Noureddine, Ali, Akli, Kaci, Rabah, Fodil,
Rachid, Omar, Toufik et toute ma famille de l'ENSH.*

*Et à toute la promotion 2013/2014 de
l'hydraulique.*

M.HAMZAOUI

في عملنا هذا قمنا بدراسة واد بورياح العابر لمدينة روية شرق ولاية . الهدف من هو تهيئة واد بورياح من حماية مدينة روية من الفيضانات التي تنجم عنها.

هذ الإطار عملنا يتضمن عدة محاور أساسية، يبدأ بدراسة طبوغرافية من هيدرولوجية للحوض لتحديد حجم التصاريف بعدها تحديد أبعاد الوادي الذي يتم فيه الجريان و نوعية التهيئة المعتمدة و ينتهي بتحديد

Résumé:

Notre travail a pour objectif de faire une étude de l'oued BOUREAH qui traverse la ville de ROUIBA à l'est de la wilaya d'ALGER, dont le but est l'aménagement d'oued BOUREAH pour protéger la ville de ROUIBA contre les inondations.

Notre travail comprend plusieurs parties fondamentales, il commencera par une étude topographique afin de connaître la zone d'étude, puis une étude hydrologique du bassin afin de quantifier les débits probables, en suite nous déterminons le type d'aménagement et terminons notre travail par estimer le coût de la réalisation du projet.

Abstract:

Our work has for objective, to make global study on BOUREAH wadi that crosses the city of ROUIBA in the East of the wilaya of Algiers, whose goal is the planning of BOUREAH wadi to protect the city of ROUIBA against flooding episodes.

Our work consists of several fundamental parts that will start with a topographic survey in order to describe the zone of survey, then a hydrological study of the basin in order to quantify the likely flow, in continuation we determine the type of planning structures and the dimensions of the channels and let's finish our work by estimating the cost of the project.

Sommaire

Introduction Générale:	1
-------------------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Introduction	4
1-INONDATION	4
1.1-Définition	4
2- Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau:	4
2.1- Lits d'un cours d'eau:.....	4
2.1.1- Lit mineur:.....	5
2.1.2- Lit moyen :.....	5
2.1.3- Lit majeur:.....	5
2.2- Rive, Berge:	6
2.3- Ripisylve:	6
2.4- Alluvions et substratum:	6
3- La crue:	6
4- Principaux paramètres spécifiant le risque d'inondation:.....	7
4.1- Période de retour:	7
4.2- Hauteur et durée de submersion:.....	7
4.3- Vitesse du courant	8
4.4- Volume des matières transportées.....	8
5- Types d'inondations.....	8
5.1- Inondations de plaines.....	8
5.2- Inondations par remontées des nappes phréatiques:	9
5.3- Inondations par crues torrentielles.	9
5.4- Inondations par ruissellement en secteur urbain	10
5.5- Inondations par rupture d'ouvrage:	11
5.6- Inondation marines:.....	11
6- Causes de formation des crues et des inondations:	11
6.1- Causes directes:.....	11
6.1.1- Abondance des précipitations:	11
7- L'homme et l'inondation:.....	12
8- Connaissance des enjeux et de vulnérabilités:	12
Conclusion.....	13

Chapitre II : Description de la zone d'étude

Introduction:	14
1. Situation géographique:.....	14
2. Equipements:	15
3. Caractéristiques démographiques:.....	15
4. Climat:	15
5. Caractéristiques géologiques:.....	17
6. Relief:	17
7. Sismicité:	17
8. Caractéristiques hydrographiques:	17
8.1. Description des oueds:.....	17
8.1.1. Oued BOUREAH :	17
8.1.2. Oued ESSAGHIA:.....	18
8.1.3. Oued MESKIF:.....	18
8.1.4. Oued GASTAUD:	18
8.1.5. Oued EL-HAMIZ:	19
8.2. Etat de l'oued BOUREAH:.....	19
8.3. Description général de bassin versant de la zone d'étude:.....	19
Conclusion:.....	20

Chapitre III : Hydrologie

Introduction:	21
Bassin versant:.....	21
Définition:	21
1-Caractéristiques morphologiques:	21
1.1-Calcul des paramètres morphométriques:	22
1.1.1-La surface :	22
1.1.2-Le périmètre :	22
1.1.3-Indice de compacité de GRAVELIUS (K_c):	22
1.1.4-Rectangle équivalent ou rectangle de GRAVELIUS:	22
2-Le relief:.....	23
2.1- La courbe hypsométrique:.....	23
2.1.1: Répartition altimétrique:.....	23
a- Répartition altimétrique et les courbes hypsométriques des sous bassins.....	24

a.1-Pour le SB N°1:	24
a.2-Pour le SB N°2	25
a.3-Pour le SB N°3	26
a.4-Pour le SB N°4	27
2.1.2- Les altitudes caractéristiques:	27
a- Les altitudes maximale et minimale:	27
b-L'altitude moyenne:	28
c-L'altitude médiane:	28
2.1.3-: Indice de pente globale I_g :	28
2.1.4-La pente moyenne du bassin versant I_{moy} :	29
3-Le réseau hydrographique:	30
3.1- Vue en plan :	30
3.1.1-Longueur du réseau hydrographique des sous bassins de la zone d'étude:	30
3.1.2-Longueur des cours d'eaux principales:	30
3.1.3-Profiles en long:	30
3.2-Calcul des paramètres hydrographiques:	32
3.2.1-Densité de drainage D_d :	32
3.2.2-La pente moyenne du cours d'eau principal P_{moy} :	32
3.2.3-Le temps de concentration T_c :	33
4-Analyse des données pluviométriques:	37
4.1- Homogénéisation de la série pluviométrique:	37
4.2-:Les précipitations maximales journalières:	38
4.3-Choix de la loi d'ajustement:	39
4.3.1-Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GUMBEL:	39
4.3.2-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV:	41
4.3.3-Comparaison entre les deux lois d'ajustement:	43
5- Pluies de courte durée:	44
6-Etudes des apports:	46
6.1-Evaluation des apports solides V_s :	46
6.1.1-Formule de TIXERONT :	47
6.2-Etude des crues :	48
6.2.1-Différentes méthodes d'évaluation des crues :	48
6.2.1.1-Méthodes historiques :	48
6.2.1.2-Méthodes empiriques :	48
6.2.2-Application sur les bassins versants :	48
6.2.2.1-Formule de MALLET-GAUTIER :	48

6.2.2.2-Formule de GIANDOTTI:	49
6.2.2.3-Formule de TURAZZA :	49
6.2.2.4-Formule de SOKOLOVSKI :	50
6.3-Hydrogrammes des crues :	52
Conclusion:.....	57

Chapitre IV : Calcule hydrauliques

Introduction:	58
1-Objectif d'aménagement:.....	58
2-Généralités sur les écoulements à surface libre:	58
2.1-Canal d'eau:	58
2.2-Différents types de canaux:	58
2.2.1-Les canaux naturels :	58
2.2.2-Les canaux artificiels:	59
2.3-Les caractéristiques géométriques des canaux:	59
2.4-Types d'écoulements dans les canaux:.....	60
3-Régime d'écoulement:	61
3.1-Nombre de REYNOLDS:	61
3.2-Nombre de FROUDE:.....	61
4-Dimensionnement des canaux:.....	61
4.1-Les formules principales de calcul:.....	61
4.1.1-Formule de CHEZY:.....	62
4.1.2-La formule de BAZIN:.....	62
4.1.3-Formule simplifiée de KUTTER:.....	62
4.1.4-La formule d'AGROSKINE:	62
4.1.5-La formule de MANNING-STRICKLER:.....	62
4.2-Vitesse d'érosion:.....	63
5-Calcul des paramètres géométriques:.....	64
5.1-La profondeur normale, h_n :	64
5.2-L'énergie spécifique, H_s :.....	64
5.3-Courbe de l'énergie spécifique:	65
5.4-Courbe de débit:	66
5.5-La profondeur critique h_{cr} :	68
5.6-La pente critique:	68

5.7-Ecoulement dans une courbe:.....	69
5.8-Calcul de la ligne d'eau:.....	70
5.8.1-Equation de la surface libre:.....	70
6-Principe fonctionnement du logiciel HEC-RAS (version 4.00 Marsh 2008):.....	71
6.1-Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS:.....	72
6.2-Les données géométriques du réseau hydrographique:.....	72
6.3-Estimation de la rugosité n de Manning:.....	73
6.4-Simulation de l'Oued BOUREAH à son état naturel:	74
7-Aménagement hydraulique:	74
7.1-Les variantes de protections se présentent comme suit:.....	75
7.1.1-Première variante d'aménagement:	75
7.1.1.1-Choix des paramètres de dimensionnement:	75
a- La pente de projet:.....	75
a.1- Tronçons (A) et (C) aménagé en gabion:	75
a.2- Tronçon (B) aménagé en béton armé:	75
b- Choix de la valeur du coefficient de rugosité n (Manning):.....	75
7.1.1.2-Dimensionnement:	75
a- Tronçons (A) et (C) aménagé en gabion:	75
b- Tronçon (B) aménagé en béton armé (dalot):	76
7.1.1.3-Travaux de terrassement:	76
7.1.1.4-Travaux de génie civil:.....	76
7.1.1.5-Devis de la première variante:.....	76
7.1.2-Deuxième variante d'aménagements:	77
7.1.2.1-Choix des paramètres de dimensionnement:.....	77
a- La pente de projet:.....	77
b- Choix de la valeur du coefficient de rugosité n de Manning:	77
VI.7.1.2.2-Dimensionnement:	77
a- Tronçons (A) et (C) aménagé en béton armé (canal trapézoïdale):.....	77
b- Tronçons (B) aménagé en béton armé (dalot):.....	77
7.1.2.3-Travaux de terrassement :	78
7.1.2.4-Travaux de génie civil:.....	78
7.1.2.5-Devis de la deuxième variante:	78
Conclusion:.....	79
Conclusion Generale :	80

Liste des tableaux

Chapitre II : Description de la zone d'étude

Tableau N°II.1-Températures moyennes:	15
Tableau N°II.2-Humidités maximales et minimales	16
Tableau N°II.3-Vitesse moyenne des vents.....	16
Tableau N°II.4-Pluies moyennes.....	16

Chapitre III : Hydrologie

Tableau N° III.1-Valeurs de Kc des sous bassins.....	22
Tableau N° III.2-Différents longueurs et largeurs des sous bassins.....	23
Tableau N° III.3-Répartition altimétrique du bassin versant.....	24
Tableau N° III.4-Répartition altimétrique de sous bassin N°1	25
Tableau N° III.5-Répartition altimétrique de sous bassin N°2.....	25
Tableau N° III.6-Répartition altimétrique de sous bassin N°3	26
Tableau N° III.7-Répartition altimétrique de sous bassin N°4.....	27
Tableau N° III.8-Valeurs des altitudes caractéristiques des sous bassins	28
Tableau N° III.9-Indice de pente (Ig)	29
Tableau N° III.10-Les pentes moyennes des sous bassins	29
Tableau N° III.11-Longueur du réseau hydrographique des sous bassins	30
Tableau N° III.12-Longueur des cours d'eaux principales	30
Tableau N° III.13-Densité de drainage de chaque sous bassin.....	32
Tableau N° III.14-Les pentes moyennes des cours d'eaux principales.....	33
Tableau N° III.15-Temps de concentrations des différents sous bassins	35
Tableau N° III.16-Vitesse moyenne de ruissellement des sous bassins	36
Tableau N° III.17-Caractéristiques hydromorphométriques des sous bassins	36
Tableau N°III.18- Caractéristiques de la station pluviométrique	37
Tableau N° III.19-Caractéristique de la série avec N=40ans	38
Tableau N° III.20- Résultat d'ajustement par la loi de GUMBEL	40
Tableau N°III.21- Résultats de l'adéquation.....	40
Tableau N° III.22- Résultat d'ajustement par la loi de GEV	42
Tableau N°III.23- Résultats de l'adéquation.....	42
Tableau N° III.24- Pluie et intensité maximales du durée t(h) et de période de retour	45
Tableau N° III.25- α en fonction de la perméabilité	47
Tableau N° III.26-Les apports solides.....	47
Tableau N° III.27-Valeur de coefficient de ruissellement C.....	49

Tableau N°III.28-Valeurs de coefficient de ruissellement	50
Tableau N° III.29-Les débits de crues des sous bassins par les différentes formules	51
Tableau N° III.30-Temps de montée, de décente et de base des hydrogrammes	52
Tableau N° III.31-Les débits de crues pour le SB N°1	53
Tableau N°III.32-Les débits de crues pour le SB (1+2).....	54
Tableau N°III.33- Les débits de crues pour le SB (1+2+3).....	55
Tableau N°III.34-Les débits de crues pour le SB (1+2+3+4)	56

Chapitre IV : Calcule hydrauliques

Tableau N°IV.1-Quelques ordres du coefficient de Strickler: [GRAF et ALTINAKA 2000].....	63
Tableau N°IV.2-Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident: [ABAEV 1981].	64
Tableau N°IV.3-Résultats de calculs de la deuxième partie (aménagement en dalot).....	76
Tableau N°IV.4-Estimation Travaux de terrassement final	76
Tableau N°IV.5-Devis de la première variante	77
Tableau N°IV.6-Résultats de calculs de la deuxième partie (aménagement en dalot).....	78
Tableau N°IV.7-Estimation Travaux de terrassement final	78
Tableau N°IV.8-Devis de la deuxième variante.....	79

Liste Des Figures

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Figure (I, 1): Lit mineur d'un cours d'eau. [MERABET 2006]	5
Figure (I, 2): Lit moyen d'un cours d'eau. [MERABET 2006]	5
Figure (I, 3): Lit majeur d'un cours d'eau. [MERABET 2006]	6
Figure (I, 4): Inondation de Plaine. [MERABET 2006]	8
Figure (I, 5): Inondation par remontées des nappes phréatiques. [MERABET 2006]	9
Figure (I, 6): Inondation par crues torrentielles. [MERABET 2006]	10
Figure (I, 7): Inondation par ruissellement en secteur urbain. [MERABET 2006]	10

Chapitre II : Description de la zone d'étude

Figure (II, 1): Localisation de la commune de ROUIBA dans la willaya d'ALGER	14
Figure (II, 2): Répartition pluviométrique moyenne mensuelle. Source :(ANRH de BLIDA)	16

Chapitre III : Hydrologie

Figure (III, 1): Courbe hypsométrique du bassin versant	24
Figure (III, 2): Courbe hypsométrique de sous bassin N°1	25
Figure (III, 3): Courbe hypsométrique de sous bassin N°2	26
Figure (III, 4): Courbe hypsométrique de sous bassin N°3	26
Figure (III, 5): Courbe hypsométrique de sous bassin N°4	27
Figure (III, 6): L'allure du profil en long de l'oued BOUREAH	30
Figure (III, 7): L'allure du profil en long du cours d'eau principal de SB N°1	31
Figure (III, 8): L'allure du profile en long du cours d'eau principal de SB N°2	31
Figure (III, 9): L'allure du profile en long du cours d'eau principal de SB N°3	31
Figure (III, 10): L'allure du profile en long du cours d'eau principal de SB N°4	32
Figure (III, 11): Observation sur papier de probabilité	39
Figure (III, 12): Ajustement par la loi de GUMBEL	41
Figure (III, 13): Ajustement par la loi de GEV	42
Figure (III, 14): Comparaison entre les deux lois d'ajustement	43
Figure (III, 15): Courbes Pluies de courte durée fréquentielle	46
Figure (III, 16): Courbes IDF	46
Figure (III, 17): Diagramme de crue de SB N°1	53
Figure (III, 18): Diagramme de crue de SB (1+2)	54

Figure (III, 19): Diagramme de crue de SB (1+2+3).....	55
Figure (III, 20): Diagramme de crue de SB (1+2+3+4)	56

Chapitre IV : Calcule hydrauliques

Figure (IV, 1): Différentes caractéristiques géométriques.	59
Figure (IV, 2): Définition de la charge total H et de la charge spécifique H_s	65
Figure (IV,3): Courbe d'énergie spécifique $H_s=f(h)$, $Q=Cte$	66
Figure (IV, 4):Courbe des débits $Q=f(h)$, pour $H_s=Cte$	67
Figure (IV, 5): Ecoulement dans une courbe.....	70

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Profil N°1 de oued BOUREAH à l'est de la ville de ROUIBA W.Alger

Planche N° 2 : Profil N°2 de oued BOUREAH à l'est de la ville de ROUIBA W.Alger

Planche N° 3 : Profil N°3 de oued BOUREAH à l'est de la ville de ROUIBA W.Alger

Planche N° 4 : Profil en travers le long de Oued BOUREAH tronçon (A)W.Alger

PlancheN° 5 : Profil en travers le long de Oued BOUREAH tronçon (B) W.Alger

Planche N° 6 : Profil en travers le long de Oued BOUREAH tronçon (C) W.Alger

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

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

Dans un pays en voie de développement comme l'ALGERIE, les inondations ont marqué comme l'une des catastrophes naturelles les plus fréquentes dont plusieurs étaient dévastatrices, les plus récentes sont :

*Inondations d'Octobre 2008 (Ghardaïa) : plus de 40 morts et des dégâts matériels très lourds;

* Inondations du 10-11 Novembre 2001 (Bab El-Oued à Alger): 750 décès et 3000 sans-abri;

* Inondations d'Octobre 2000 (ouest Algérien): plus de 24 décès;

* Inondations du 24 Octobre 2000 (Sidi Bel Abbès): 02 décès et d'importants dégâts matériels;

* Inondations d'Octobre 1994 (plusieurs régions de pays) : 60 décès et des dizaines de blessés pendant 10 jours;

* Inondations d'Octobre 1993 (Oued R'hiou, Wilaya de Relizane): 22 décès et 14 Blessé.

La ville de ROUIBA qui est au cœur de la zone d'étude a subi un développement urbanistique très intense, lors des deux dernières décennies, ce qui a caractérisé un coefficient de ruissellement élevé. Cette situation a engendré un écoulement des eaux pluviales des zones hautes (sud de ROUIBA) vers la RN°5 et crée des inondations des zones basses.

En plus la commune de ROUIBA a connu des crues qui ont endommagés et submergés des habitations et des ruelles en particulier la RN°5, plusieurs constructions ont été inondées, des collecteurs ont été endommagés, des ruelles ont été coupées et plusieurs oueds sont sorties de leurs lit.

Les plus récents impacts enregistrés lors des intempéries du 12-02-2012 au 19-03-2012, se résument comme suite:

-Débordement des eaux pluviales au niveau de la direction centrale du matériel DCM jusqu'à la RN°5.

-Retour des eaux d'oued Essaghia au niveau des institutions militaires.

- Inondation des terres agricoles.
- Inondation des habitations de la cité El-Merdja.
- Stagnation des eaux pluviales dans la zone située en amont de la RN°5.
- Stagnation des eaux pluviales tout le long de la voie ferrée.

En plus, l'incapacité des réseaux d'assainissement sous dimensionnés existants à véhiculer toutes les eaux usées et à prendre en charge les rejets de l'important programmes de logements et d'équipement implantés à travers la commune de ROUIBA, d'une part et d'autre part, l'état obturé des cours d'eaux naturels.

Dans le but d'établir un aménagement nécessaire pour assurer la prise en charge des différents points noirs et d'assurer la collecte de tous les débits pluviales et de procéder à la mise en place un système de protection de cette zone contre les inondations, notre étude poursuit les objectifs suivant:

- *Définition et identification des zones confrontées au risque d'inondation.
- *Délimitation des servitudes le long des berges des aménagés à ciel ouvert ainsi que la définition avec exactitude les larges à préserver.
- *La reconnaissance et le diagnostic de l'état des oueds principaux à travers la zone d'étude.
- *Evaluation et identification les désordres et les dysfonctionnements du système d'évacuation des eaux pluviale de la zone d'étude.
- *Proposition d'aménagement à prévoir au niveau de la commune de ROUIBA, qui a pour but d'assurer un bon régime d'écoulement et de protéger les infrastructures et habitations contre les inondations en période de crue.
- *Etablir une étude technico-économique des aménagements pour les variantes proposées.

En effet, la problématique des crues est accentuée par:

- * Une faible déclivité (terrain plat);
- *Une obstruction de la section aval des récepteurs naturel;
- *Colmatage et sous dimensionnement des ouvrages de traversée sous la RN°5 et la voie ferrée;
- *Une absence d'aménagement.

*L'aménagement de l'oued a pour but de protéger les rives tout en respectant l'évolution et le développement du cours d'eau, pour qu'il soit une partie essentielle et intégrante de l'environnement urbain.

CHAPITRE I

Généralités sur les inondations

Introduction:

Les zones inondables sont soumises à différents types d'inondation, dont les caractéristiques influencent le déroulement des crises et l'ampleur des impacts humains et économiques. Le risque n'est pas le même sur les différents territoires exposés puisque ni l'aléa ni la vulnérabilité sont les mêmes, les crues surviennent de manière plutôt lente sur les bassins plats alors qu'elles se produisent de manière extrêmement rapide et brutale sur les bassins pentus. Aussi les inondations ne provoquent pas des catastrophes susceptibles de marquer les esprits si les zones inondables n'étaient pas ou peu occupées par l'homme.

1-INONDATION:

Etymologie: Le mot inondation vient du latin: « inundatio» qui signifie submersion.

1.1-Définition:

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

On peut alors dire qu'une inondation est une submersion rapide ou lente d'une zone habitée ordinairement hors d'eau. Ainsi, le risque inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut déborder de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial. L'importance de l'inondation dépend de la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue; ces paramètres sont conditionnés par la précipitation, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur, ... etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines. [MERABET 2006].

Pour mieux comprendre le risque d'inondation, on commentera les notions élémentaires suivantes :

2- Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau:

2.1- Lits d'un cours d'eau:

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

2.1.1- Lit mineur:

Il est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles). [MERABET 2006].

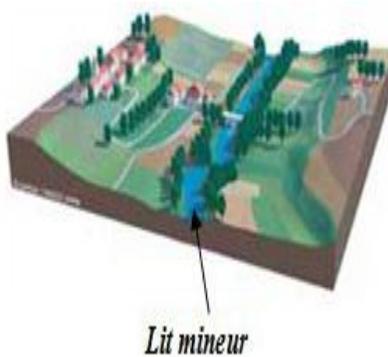


Figure (I, 1): Lit mineur d'un cours d'eau. [MERABET 2006].

2.1.2- Lit moyen :

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



Figure (I, 2): Lit moyen d'un cours d'eau. [MERABET 2006].

2.1.3- Lit majeur:

Il comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles. [MERABET 2006].

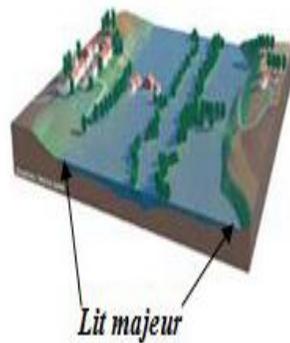


Figure (I, 3): Lit majeur d'un cours d'eau. [MERABET 2006].

2.2- Rive, Berge:

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique. [MERABET 2006].

2.3- Ripisylve:

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique apparaissent:

- a- Une diminution des vitesses dans le lit majeur, donc une réduction des effets érosifs du courant;
- b- Un écrêtement des crues pour l'aval. [MERABET 2006].

2.4- Alluvions et substratum:

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes...).

3- La crue:

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. De nombreux géographes et hydrologues ont adopté le critère qu'une rivière est en crue lorsque son débit est trois à cinq fois supérieur à son débit moyen. De façon plus pratique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que

Chapitre I : Généralités sur les inondations

lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module; on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines.

Une crue se caractérise par son hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de ce hydrogramme qui est appelé « crue », la partie descendante étant « la décrue ». Une crue se définit par différents critères: sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume. [SALOMON 1997].

4- Principaux paramètres spécifiant le risque d'inondation:

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour caractériser le risque inondation :

4.1- Période de retour:

La notion de période de retour « T » n'est qu'une autre façon de caractériser la fréquence d'apparition d'un phénomène à un moment donné. Statistiquement, on la définit comme l'inverse de la probabilité d'occurrence de dépassement « p » de ce phénomène; $T=1/P$. Un phénomène ayant une période de retour de cent ans (phénomène centennal) a une chance sur cent de se produire ou d'être dépassé chaque année. Cela est vérifié à condition de considérer une très longue période.

Mais elle peut aussi, sur de courtes périodes (quelques années), se répéter plusieurs fois. Autrement dit, en vingt ans, un individu a une chance sur cinq de vivre la crue centennale. On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire), plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants. Les événements les plus souvent représentés sur la carte d'aléa sont la crue décennale (Q_{10}) et la crue centennale (Q_{100}).

4.2- Hauteur et durée de submersion:

La hauteur de submersion peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la cote de référence. Lorsque la durée de submersion est importante, des problèmes sanitaires peuvent survenir, l'eau étant souvent malpropre, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 50 cm sont dangereuses. À titre d'exemple, une voiture commence à flotter à partir de 30 cm d'eau. [MERABET 2006].

4.3- Vitesse du courant.

La vitesse d'écoulement est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité, la dangerosité de l'écoulement dépend du couple hauteur/ vitesse. À titre d'exemple, à partir de 0,5 m/s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme, avec un risque d'être emporté par le cours d'eau ou d'être blessé par des objets charriés à vive allure. [MERABET 2006].

4.4- Volume des matières transportées.

Ce volume est communément appelé «transport solide». Il s'agit de matériaux (argiles, limons, sables, graviers, galets, blocs ... etc.) se trouvant dans les cours d'eau et dont le transport peut s'effectuer soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, du fait des forces liées au courant. Le risque inondation d'une rivière torrentielle sera essentiellement caractérisé par une vitesse du courant élevée et un fort transport solide.

5- Types d'inondations.

En fonction de l'événement créateur de la catastrophe, On peut distinguer plusieurs types d'inondation: inondations de plaine, par remonte de nappe, par crues torrentielles, par ruissellement en secteur urbain ou rural, inondation par rupture d'une digue et inondations marines.

5.1- Inondations de plaines.

Les inondations de plaine se produisent à la suite d'épisodes pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, sur des bassins versants moyens à grands (supérieur à 500 km²). Le cours d'eau sort lentement de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et inonder la plaine pendant une période relativement longue. Ces phénomènes concernent particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines. Les dommages que provoque ce type d'inondation sont imputables aux hauteurs et durées de submersion. [MERABET 2006].

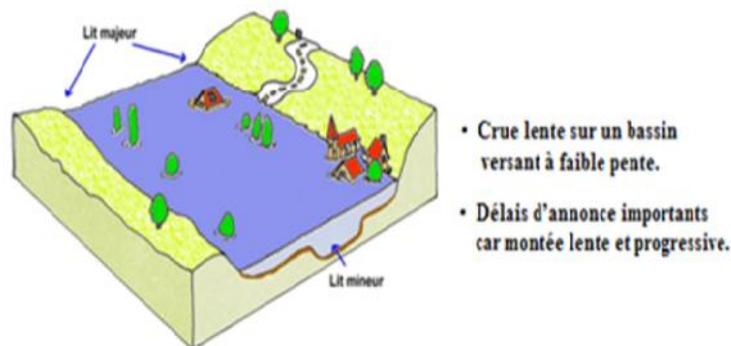


Figure (I, 4):Inondation de Plaine.[MERABET 2006].

5.2- Inondations par remontées des nappes phréatiques:

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement.

Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous bâtisses, l'ennoyage des ouvrages souterrains, la déstabilisation, tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics, des pressions sous les constructions ... etc. [MERABET 2006].

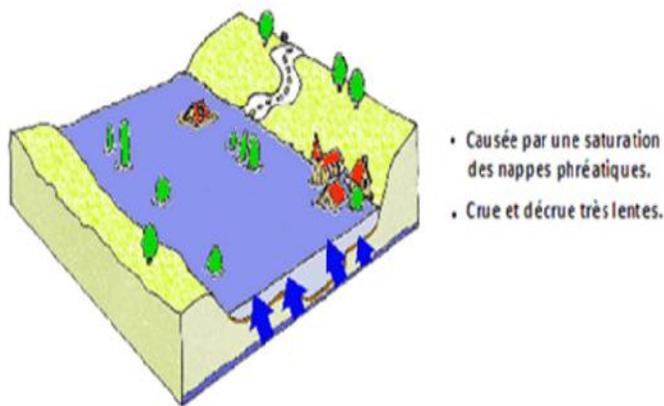


Figure (I, 5): Inondation par remontées des nappes phréatiques. [MERABET 2006].

5.3- Inondations par crues torrentielles.

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés. De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point « hydrologiquement » le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24h pour certains auteurs). Les spécialistes retiennent cinq critères pour définir la crue torrentielle: la rapidité de la réponse du cours d'eau, sa pente, le nombre de Froude, le transport solide, les effets de ces crues. Ces crues touchent principalement les zones de montagne et les cours d'eau du pourtour méditerranéen, elles ont des vitesses d'écoulement importantes, même dans le lit majeur. Les bassins versants qui peuvent être affectés par ces phénomènes sont ceux qui ont de petite à moyenne superficie et une forte pente moyenne. Les crues torrentielles se caractérisent par un très fort transport solide et une profonde modification du lit à l'occasion de l'événement. Les dommages imputables à ces phénomènes sont avant tout liés à la vitesse du courant renforcés par les matériaux que peuvent charrier les rivières générant de telles crues. [LEDOUX 2006].

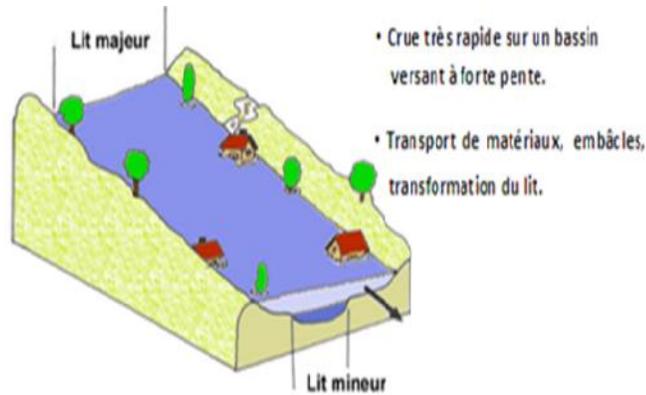


Figure (I, 6): Inondation par crues torrentielles. [MERABET 2006].

5.4- Inondations par ruissellement en secteur urbain

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon qu'elles se produisent en milieu rural, périurbain ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise. Il s'agit de phénomènes très locaux, intéressant les petits bassins versants. [LEDOUX 2006].

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



Figure (I, 7): Inondation par ruissellement en secteur urbain. [MERABET 2006].

5.5- Inondations par rupture d'ouvrage:

Dans le cas de rivières endiguées, l'inondation survient brutalement soit par débordement au-dessus de la digue, soit par rupture de la digue. Le phénomène peut être très brutal et d'autant plus dommageable que le site est proche de la digue. Des secteurs habituellement hors de l'eau peuvent se trouver brutalement inondés. Un embâcle consiste en l'obturation d'un cours d'eau par la constitution d'une digue naturelle entraînant une retenue d'eau importante. La digue peut être constituée par des éléments solides arrachés à l'amont et charriés par le cours d'eau ou par un glissement de terrain. La rupture d'embâcle peut se produire plusieurs jours après une période de pluies exceptionnelles ou l'apparition d'un mouvement de terrain.

5.6- Inondation marines:

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer) et forts coefficients de marée. Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives. Elles se manifestent soit lors d'un raz de marée ou de tsunami (occurrence très faible, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (surcote marine, vents et précipitations importants) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressionnaires).

6- Causes de formation des crues et des inondations:

Il est important de connaître les manières de formation des crues et des inondations, un même territoire peut être inondé dans des proportions identiques par des crues différentes, leur hydrogramme respectif traduisant des modalités de déroulement différentes. Les causes de formation peuvent fractionner en deux styles; causes directes et phénomènes aggravant l'aléa.

6.1- Causes directes:

6.1.1- Abondance des précipitations:

C'est le principal facteur explicatif des crues et des inondations. On peut distinguer plusieurs types :

a- Les averses brutales de type orageux où les orages porteurs de précipitations ont des lames d'eau de 200 à 300 mm en quelques heures. On peut citer comme exemples l'intensité pluviométrique de 10 mm/min.

b- Les averses durables qui sont moins brutales car elles comportent en fait des séries d'averses successives entrecoupées de périodes de tranquillité, mais elles sont tout aussi dévastatrices.

Chapitre I : Généralités sur les inondations

c- Les pluies de type orographique et cyclonique: En règle générale, la puissance de la crue et les dégâts qu'elle occasionne sont d'autant plus forts que les précipitations sur le bassin versant ont été fortes, intenses et durables, que les quotients d'écoulement sont plus élevés et que la morphologie et la nature des matériaux se prêtent à l'érosion. [SALOMON 1997].

7- L'homme et l'inondation:

Depuis la naissance de l'humanité, les inondations ont eu un caractère magique et religieux. Malgré cela et grâce à sa technique, l'homme est arrivé à infléchir, autrement contrôler, le cours naturel des rivières, oubliant peu à peu ce que sont des phénomènes naturels. Alors qu'en fonction de leur importance et leur localisation géographique, les crues et les inondations peuvent se produire et provoquer des dégâts et des dramatiques catastrophes qui se manifestent surtout par:

*L'érosion des cours d'eau et des sols parfois fertiles et cultivés.

*L'étranglement des cultures en plaine où l'eau qui a débordé peut rester durablement ce qui menace les récoltes par une submersion totale des champs qui seront perdus.

*La destruction des forêts que différents travaux ont montré que lorsque les inondations sont violentes, les forêts sont détruites sur de vastes surfaces mettant en place des formations peu denses et plus fragiles.

*La modification de la configuration du cours d'eau par la présence des sapements ou les accumulations de galets chassés par à-coups lors des fortes crues.

*La destruction d'ouvrages d'arts (barrages, ponts), de voies de communication (routes et chemin de fer) et de construction (bâtiments collectifs, usines ... etc.).

*Des catastrophes avec de nombreux morts. Les mauvais désastres de l'histoire ont certainement ceux provoqués par les crues Honang HO (fleuve Jaune) car la surélévation fréquente au-dessus de la plaine a entraîné d'immenses défluviations au cours desquelles les eaux emportaient tout sur leur passage. Les victimes se comptèrent alors par centaines de milliers. On retiendra que statistiquement, les dommages dus aux crues sont d'autant plus graves qu'ils sont moins fréquents, car l'homme à la mémoire courte, ou obéit à des considérations économiques à court terme qui l'amènent à négliger le phénomène ou à admettre ses inconvénients. [SALOMON 1997].

8- Connaissance des enjeux et de vulnérabilités:

Le terme d'enjeux désigne les personnes habitant la zone inondable, les biens de toute nature, les cultures et les animaux d'élevage, les activités économiques. Tandis que l'étude de ces enjeux consiste à les recenser, les décrire et les localiser, selon des typologies plus ou moins précises.

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Néanmoins le terme d'enjeux ne devrait pas être réduit à l'existant, il est parfois pertinent d'apprécier le potentiel de développement des zones inondables, on nomme ces enjeux du futur; les «enjeux de développement ». La distinction entre ces deux natures d'enjeux est la garantie d'inscrire la réflexion sur la politique globale de gestion du risque dans une perspective de recherche d'alternative au développement hors zone inondable, donc de fournir une meilleure base à la concertation.

Cependant, il n'existe pas une définition unanimement reconnue du concept de la vulnérabilité même qu'il existe un relatif accord au sein des principales instances internationales (Office of the United Nations Disaster Relief) pour définir la vulnérabilité comme le degré de perte (de 0 à 100) résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels. La mesure utilisée pour la perte dépend de l'élément menacé: la vulnérabilité peut être mesurée par la proportion de personnes tuées ou blessées par rapport à la population totale, par le coût de la réparation, ou encore par le degré de dommage physique défini par une échelle appropriée. Pour un grand nombre d'éléments, comme la construction, la perte peut être définie en termes de proportion des bâtiments ayant subi un certain niveau de dommage. On constate que les discours et les définitions oscillent entre deux pôles :

*Soit la vulnérabilité est entendue comme la quantification des enjeux. Mais les méthodes de quantification sont développées dans différentes approches;

*Soit la vulnérabilité permet de différencier les différents modes d'occupation du sol, en fonction de leur plus ou moins grande tolérance aux inondations. Là, les approches sont plus techniques, plus opérationnelles.

Conclusion

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants aux cours de son passage. Si on ne peut pas arrêter une crue à se produire, on peut la prévoir comme on peut déterminer ses composantes (sa hauteur sa vitesse son temps de concentration...). Mais quand cela se produit, l'impact est dramatique autant sur les personnes que sur les bien.

CHAPITRE II

Description de la zone d'étude

Introduction:

L'étude du site constitue un volet très important et prépondérant dans le choix futur, de la variante d'aménagement hydraulique de la zone d'étude.

Cette étude consiste à analyser les caractéristiques physiques de la zone d'étude (relief, climat, urbanisation et l'occupation agricole...).

1. Situation géographique:

Rouiba est une commune située à 20 Km à l'est de la willaya d'Alger. C'est une banlieue de la capitale algérienne. Sa population est d'environ 58990 habitants en 2008.

La commune de Rouiba est délimitée:

- Au Nord par la commune de Ain Taya et H'raoua;
- Au Sud par la daïra de Khemis El-Khechna;
- A l'Est par la commune de Reghaia;
- A l'Ouest par la commune de Bar El-Beida et Bordj El Kiffan.



Figure (II, 1): Localisation de la commune de ROUIBA dans la willaya d'ALGER.

2. Equipements:

La commune de Rouiba par sa situation géographique, est un carrefour entre les wilayas d'Alger et Boumerdes, elle est dotée de plusieurs activités économiques et industrielles. L'activité commerciale est fortement développée, une grande zone industrielle est implantée à la sortie Est de la commune.

De plus, plusieurs sièges administratifs de certaines grandes entreprises y sont implantés (Al-Baraka Banque; CNEP; BEA; SNVI; Usine PEPSI; Usine COCA-COLA; Gares ferroviaires; Hôpital ... etc.).

3. Caractéristiques démographiques:

La commune de Rouiba a connu une augmentation de la population due essentiellement aux extensions et de nouveau programme de logements projeté.

Le nombre d'habitants est passé de 49880 en 1998 à 58980 en 2008, soit un taux d'accroissement moyen de l'ordre de 1,7 %.

La densité moyenne de la population est d'environ 1508 hab/ha.

4. Climat:

La commune de Rouiba est caractérisée par un climat méditerranéen, froid en hiver et plutôt chaud en été.

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importants s'étalent sur quatre mois (Novembre, Décembre, Janvier, Février).

Les tableaux suivant illustrent les différents paramètres climatologiques:

a- Le tableau suivant illustre les températures moyennes.

Tableau N°II.1-Températures moyennes:

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T(c°)	22.6	20	14.7	11.4	11.3	11.4	13.4	14.9	20.2	20.7	25.3	24.9

Source :(ANRH de BLIDA)

Chapitre II : Description de la zone d'étude

b- Le tableau suivant illustre le taux d'humidités maximales et minimales.

Tableau N°II.2-Humidités maximales et minimales:

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Max %	98.4	98.7	97.8	99.5	98.8	97.0	98.0	96.7	97.0	97.2	97.5	95.4
Min %	16.2	17.0	33.3	28.0	23.5	21.8	17.7	21.7	19.0	13.8	15.3	13.6

Source :(ANRH de BLIDA)

c- Le tableau suivant illustre les vitesses moyennes des vents.

Tableau N°II.3-Vitesse moyenne des vents:

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
V(Km/h)	2.54	2.55	2.63	2.85	2.65	2.66	3.50	3.23	3.08	2.74	3.35	2.53

Source :(ANRH de BLIDA)

d- Le tableau suivant illustre les pluies moyennes.

Tableau N°II.4-Pluies moyennes:

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	30	55.55	98.50	90.87	74.65	77.45	57.88	57.30	46.11	8.07	2.76	4.84

Source :(ANRH de BLIDA)

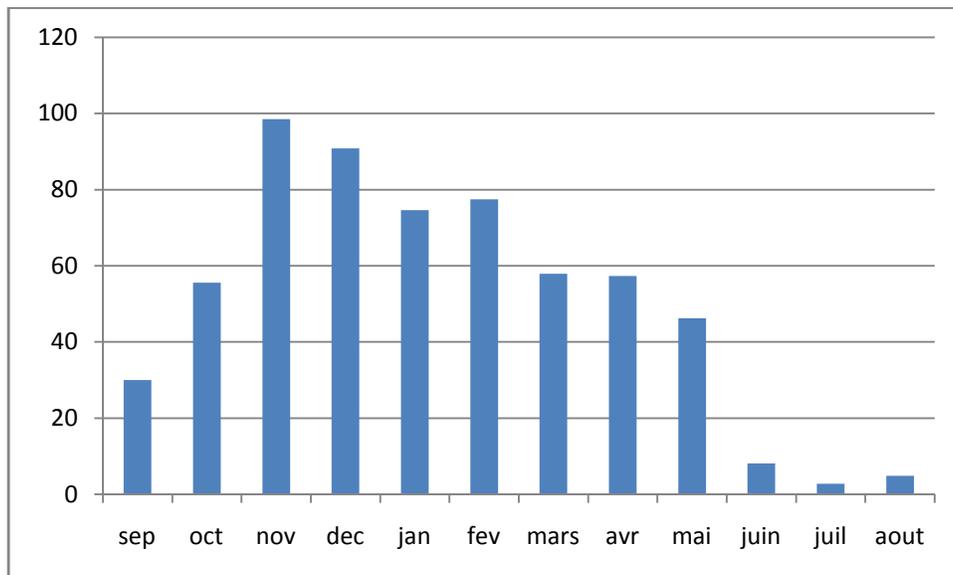


Figure (II, 2): Répartition pluviométrique moyenne mensuelle. Source :(ANRH de BLIDA).

5. Caractéristiques géologiques:

Le bassin est constitué de trois entités lithologiques bien distinctes dont deux formes des réservoirs aquifères:

- *Alluvions d'âge quaternaire (réservoir supérieur);
- *Grès et grès calcaire de l'Astien (réservoir inférieur);
- *Marne séparant les deux entités précédentes (couche imperméable).

6. Relief:

La zone située au Nord-est de la plaine de la Mitidja, elle est localisée dans une riche région à vocation agricole et industrielle sur une altitude moyenne de 20m et se caractérise par son site plat.

7. Sismicité:

La sismicité dans la zone d'étude est continue puisqu'elle se produit tout le long de l'année. Elle est essentiellement marquée par les séismes superficiels (profondeur inférieure à 20 Km) qui cause des dégâts considérables dans la zone épacentrales.

Le zonage sismique du territoire Algérien élaboré par le CRAAG, montre que la bande tellienne notamment dans sa frange littorale est soumise degré le plus élevé.

8. Caractéristiques hydrographiques:

La ville de ROUIBA est drainée par plusieurs oueds et thalwegs en particuliers, l'oued BOUREAH, l'oued ESSAGHIA, l'oued MESKIF, l'oued GASTAND et l'oued EL-HAMIZ (Voir annexe N°1).

8.1. Description des oueds:

8.1.1. Oued BOUREAH :

L'oued BOUREAH couvre une superficie de 50Km², s'étant sur un linéaire de 13 Km, il prend naissance à partir du domaine CHEMAN OTHMAN entre les agglomérations de SEBAAT et CHEBACHEB au Sud de la commune de ROUIBA, l'altitude maximale atteint 49 m et en aval est de 6 m. L'oued traverse la zone industrielle et dans son parcours passe sous la RN°61, RN°5 et la voie ferrée, comme il traverse les EAC de domaine MEDAGHRI

-Oued BOUREAH est constitué par deux affluents:

Chapitre II : Description de la zone d'étude

Le premier affluent prend naissance en amont à une altitude d'environ 46m, du domaine ALI BOUSIF, il traverse des terres agricoles jusqu'à la RN° 61 et la ville de SEBAAT, et jusqu'à le point de confluence avec le deuxième affluent en aval de la ville de KHEMIS EL-KECHNA.

Le deuxième affluent prend source de domaine OULED LAID de la ville de CHEBACHEB et traverse HAOUCH ROUIBA et HAOUECH SANA OUBER et forme la confluence avec le premier affluent de l'oued ESSAGHIA.

Un autre affluent prend source a l'extrême Sud de ROUIBA de la ville de BEN CHOUBAN et traverse le domaine CHAIB pour qu'il se jette dans oued BOUREAH.

Oued BOUREAH sert principalement de collecteur d'eaux usées et pluviales, il est canalisé sur un linéaire de 1 Km par une buse (DN1000) sous la RN°5 jusqu'au rejet situé à proximité des chalets. L'exutoire de l'oued BOUREAH est sur oued EL-HAMIZ au niveau du quartier BEN ZERGA (BORDJ EL-KIFFAN).

8.1.2. Oued ESSAGHIA:

Oued ESSAGHIA qui constitue un affluent de l'oued BOUREAH, couvre une superficie d'environ 800 ha et un linéaire de 8 Km. Cet oued prend source au Sud à OULED LAID à une altitude de 49 m avec une longueur d'environ 5.2 Km, il passe par le quartier de BEN CHOBAN (OULED MOUSSA), draine des terres agricoles jusqu'à la traversée de l'autoroute RN°61. Ensuite il traverse une région peu urbanisée (HAOUECH ROUIA et SANA OUBER), puis la voie ferrée, passe à l'intérieure de l'école militaire ENPEI où il est canalisé par un dalot (1.5*2) m sur un linéaire de 200m jusqu'à la traversée de la RN°5 avec un collecteur de diamètre 1500 mm et continue jusqu'au rejet à proximité de complexe hydraulique de ROUIBA et se déverse dans l'oued BOUREAH.

8.1.3. Oued MESKIF:

C'est un affluent de l'oued BOUREAH qui couvre une superficie d'environ 100 ha et un linéaire de 3 Km. Cet oued prend naissance à partir des habitations qui se trouve dans la périphérique gauche de l'école national préparatoire des élèves ingénieurs, à une altitude de 14 m, il draine la partie amont de la route nationale N°5, il passe par des terrains agricoles (EAC) sur son parcours et se déverse dans l'oued BOUREAH.

8.1.4. Oued GASTAUD:

Situé entre HAOUCH GASTAUD et HAOUCH TERRI, cet oued prend source en amont du domaine CHAIB au Sud de la commune de ROUIBA, présente de faibles pentes et traverse le port sec. L'oued a été canalisé en section rectangulaire et passe sous la RN°61, il collecte les eaux pluviales des zones hautes et se déverse vers oued BOUREAH.

8.1.5. Oued EL-HAMIZ:

Oued EL-HAMIZ bassin versant d'oued EL-HAMIZ est le plus important de point de vue superficie, il couvre environ 160 Km², il prend naissance au Sud de la commune de KHEMIS EL-KHECHENA à une altitude de 400 m, son linéaire total est de 30 Km.

Cet oued alimente le barrage d'EL-HAMIZ d'une capacité initiale de 15 hm³. Ce dernier est utilisé comme récepteur (exutoire naturel) des eaux de oued BOUREAH, dans son parcours traverse la route nationale N°29 puis longe le CW N°149, traverse les domaines agricoles puis passe par la ville d'EL-HAMIZ et de BORDJ EL-KIFFAN avant de se jeter dans la mer méditerranée.

8.2. Etat de l'oued BOUREAH:

Notre oued a étudié est en mauvaise état à savoir insalubre, en effet des quantités importante d'eaux usées sont rejetées directement dans l'oued, de plus l'oued est devenu un récepteur de déchets solides. Les berges de l'oued sont envahies par une végétation qui constitue un obstacle à l'écoulement.

8.3. Description général de bassin versant de la zone d'étude:

Le bassin versant global constitué par les quatre (04) sous bassin versant de deux principaux thalwegs, il fait partie des commune de ROUIBA, KHEMIS EL-KHECHNA et les agglomérations de SBAAT, CHEBACHEB, il occupe une superficie d'environ 50 Km² avec une longueur de 13 Km, en amont l'altitude atteint 60 m et en aval elle descend jusqu'à 6 m.

Le bassin versant de la zone d'étude prend naissance du domaine CHEMAM OTHMAN entre les villages de SBAAT et CHEBACHEB. Son sens d'écoulement débouche sur oued EL-HAMIZ.

Le bassin versant de notre zone d'étude s'étale sur les communes suivantes:

- Au NORD sur la commune de H'RAOUA;
- Au SUD sur la commune de KHEMIS EL-KHECHNA;
- A l'EST sur la commune de REGHAIA;
- A l'OUEST sur la commune de ROUIBA.

Conclusion:

Ayant définie les données concernant notre zone d'étude de point de vue géographique, démographique, climatologique et géologique, ainsi que l'urbanisation. Nous pouvons entamer notre étude.

CHAPITRE III
Etude Hydrologique

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction:

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration et les eaux souterraines.

L'étude hydrologique a pour but principal de caractériser le comportement hydrologique des oueds et les débits de référence à prendre en compte pour faciliter l'étude de projet.

En conséquence, l'étude hydrologique permet de :

- Identifier les principaux oueds qui traversent la ville;
- Définir les paramètres physiographiques de bassin versant et ces sous bassins concernés;
- Etudier les pluies et les régimes d'écoulement;
- Déterminer les caractéristiques des crues à différentes périodes de retour.

Bassin versant:

Définition:

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. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent obligatoirement par la section de mesure afin de poursuivre leur trajet vers l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée à l'aide d'une carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée les segments perpendiculaires aux courbes de niveaux en passant par les crêtes, à la fin on aboutisse automatiquement à l'exutoire.

1-Caractéristiques morphologiques:

La forme du bassin versant influence fortement sur l'écoulement globale et notamment le temps de repense de bassin versant.

Chapitre III : Etude Hydrologique

1.1-Calcul des paramètres morphométriques:

1.1.1-La surface :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

1.1.2-Le périmètre :

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

1.1.3-Indice de compacité de GRAVELIUS (K_c):

La forme du bassin est caractérisée par l'indice de compacité ou indice de GRAVELINUS (K_c). Il représente le rapport du périmètre du bassin considéré sur celui du cercle de surface équivalent, la forme qui caractérise K_c défini par la formule suivante:

$$K_c = \frac{P}{2 \sqrt{\pi * S}} = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots \text{(III. 1)}$$

Avec : P (Km): Périmètre du bassin versant;

S (Km²): Surface du bassin versant.

Pour K_c: 0 K_c 1 \implies lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

1 K_c 1.128 \implies lorsque le bassin est carré.

1.128 K_c 3 \implies lorsque le bassin est allongé.

Le tableau suivant illustre les différentes valeurs K_c des sous bassin de la zone d'étude.

Tableau N° III.1-Valeurs de K_c des sous bassins:

Sous bassin	Surface S (Km ²)	Périmètre P (Km)	K _c	Remarque
SB N°1	5,739	10.334	1.208	Bassin allongé
SB N°2	8,171	13.350	1.274	Bassin allongé
SB N°3	4,130	9.245	1.308	Bassin allongé
SB N°4	31,973	33.950	1.681	Bassin allongé

1.1.4-Rectangle équivalent ou rectangle de GRAVELIUS:

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L, ayant la même surface que celle du sous bassin.

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

*La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.128} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right\} \dots \dots \dots \text{(III. 2)}$$

*La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.128} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right\} \dots \dots \dots \text{(III. 3)}$$

Le tableau suivant illustre les différentes longueurs (L) et largeurs (l) de nos sous bassins.

Tableau N° III.2-Différents longueurs et largeurs des sous bassins:

Sous bassin	K _c	Surface S (Km ²)	L(Km)	l(Km)
SB N°1	1.208	5,739	3.483	1.648
SB N°2	1.274	8,171	4.990	1.637
SB N°3	1.308	4,130	3.361	1.228
SB N°4	1.681	31,973	14.676	2.179

2-Le relief:

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

2.1- La 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. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

2.1.1: Répartition altimétrique:

La répartition altimétrique du bassin versant qui draine la zone d'étude est insérée dans le tableau suivant.

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau N° III.3-Répartition altimétrique du bassin versant:

Tranches d'altitudes (m)	Surface partielles S_i (m ²)	Surfaces partielles S_i/S_i (%)	Surfaces cumulées S_i (Km ²)	Surfaces cumulées (S_i/S_i) (%)
60-55	312002,5	0,62385221	312002,5	0,62385221
55-50	1320381,8	2,64011698	1632384,3	3,26396919
50-45	1663702,06	3,32658937	3296086,36	6,59055856
45-40	3670824,35	7,33985102	6966910,71	13,9304096
40-35	3820820,56	7,63976999	10787731,3	21,5701796
35-30	4162896,65	8,32375465	14950627,9	29,8939342
30-25	5760300,08	11,5177792	20710928	41,4117134
25-20	6175237,68	12,3474512	26886165,7	53,7591647
20-15	10078250	20,1515644	36964415,7	73,9107291
15-exutoir	13047830,3	26,0892709	50012246	100
Total	50012246	100		

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

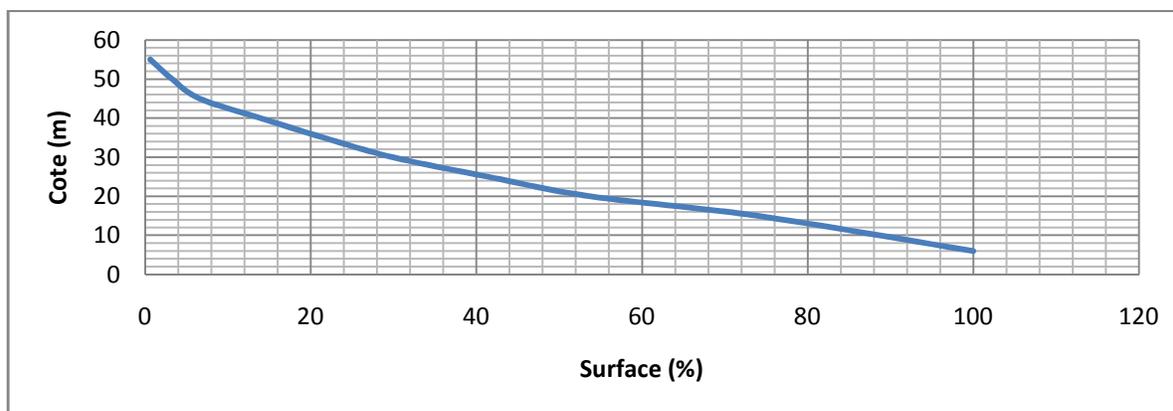


Figure (III, 1): Courbe hypsométrique du bassin versant.

a- Répartition altimétrique et les courbes hypsométriques des sous bassins

La répartition altimétrique et les courbes hypsométriques des sous bassins en études sont illustrées dans les tableaux et les figures suivants

Chapitre III : Etude Hydrologique

a.1-Pour le SB N°1:

Tableau N° III.4-Répartition altimétrique de sous bassin N°1:

Tranches d'altitudes (m)	Surface partielles S_i (m ²)	Surfaces partielles S_i/S_t (%)	Surfaces cumulées S_i (Km ²)	Surfaces cumulées (S_i/S_t) (%)
60-55	147165,67	2,56428537	147165,67	2,56428537
55-50	866959,54	15,1063198	1014125,21	17,6706051
50-45	1017600,76	17,7311648	2031725,97	35,4017699
45-40	1683584,69	29,3355889	3715310,66	64,7373588
40-35	1495170,92	26,0525768	5210481,58	90,7899356
35-limt Inf	528570,38	9,21006437	5739051,96	100
Total	5739051,96	100		

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

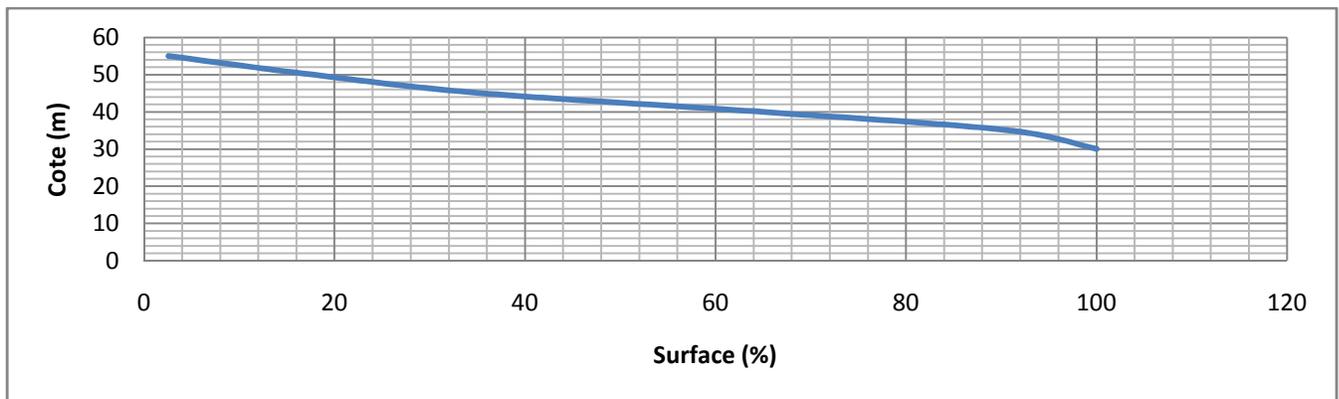


Figure (III, 2): Courbe hypsométrique de sous bassin N°1.

a.2-Pour le SB N°2

Tableau N° III.5-Répartition altimétrique de sous bassin N°2:

Tranches d'altitudes (m)	Surface partielles S_i (m ²)	Surfaces partielles S_i/S_t (%)	Surfaces cumulées S_i (Km ²)	Surfaces cumulées (S_i/S_t) (%)
limt S-35	422707,86	5,17329145	422707,86	5,17329145
35-30	1315891,3	16,1044775	1738599,16	21,2777689
30-25	2878318,75	35,2261768	4616917,91	56,5039457
25-20	2473363,68	30,270152	7090281,59	86,7740977
20-limt I	1080683,91	13,2259023	8170965,5	100
Total	8170965,5	100		

Chapitre III : Etude Hydrologique

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

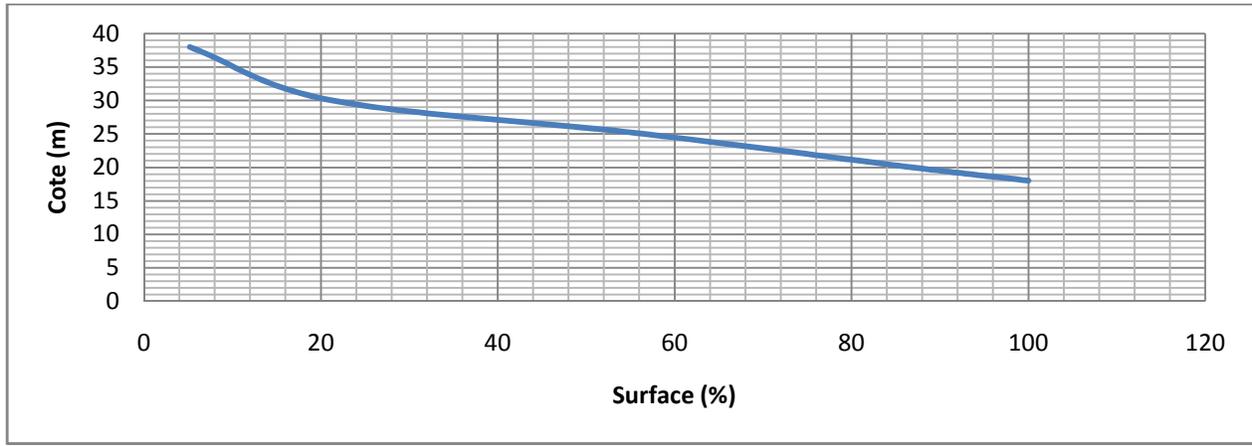


Figure (III, 3): Courbe hypsométrique de sous bassin N°2.

a.3-Pour le SB N°3

Tableau N° III.6-Répartition altimétrique de sous bassin N°3:

Tranches d'altitudes (m)	Surface partielles S_i (m ²)	Surfaces partielles S_i/S_t (%)	Surfaces cumulées S_i (Km ²)	Surfaces cumulées (S_i/S_t) (%)
lmt S-20	134783,68	3,26392228	134783,68	3,26392228
20-15	3136443,24	75,9521254	3271226,92	79,2160477
15-lmt I	858273,37	20,7839523	4129500,29	100
Total	4129500,29	100		

La courbe hypsométrique du sous bassin versant N°3, est illustrée dans la figure suivante:

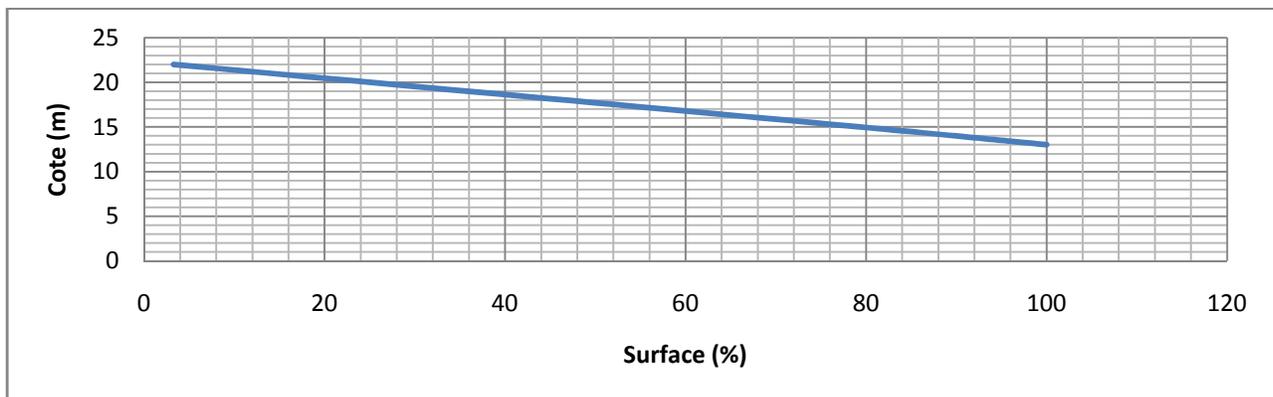


Figure (III, 4): Courbe hypsométrique de sous bassin N°3.

a.4-Pour le SB N°4

Tableau N° III.7-Répartition altimétrique de sous bassin N°4:

Tranches d'altitudes (m)	Surface partielles S_i (m ²)	Surfaces partielles S_i/S_t (%)	Surfaces cumulées S_i (Km ²)	Surfaces cumulées (S_i/S_t) (%)
60-55	164821,83	0,51550756	164821,83	0,51550756
55-50	453404,26	1,41809687	618226,09	1,93360443
50-45	646083,3	2,02073247	1264309,39	3,9543369
45-40	1987221,66	6,21536468	3251531,05	10,1697016
40-35	1902923,78	5,95170911	5154454,83	16,1214107
35-30	2318596,97	7,25179582	7473051,8	23,3732065
30-25	2881963,33	9,01381736	10355015,1	32,3870239
25-20	3567072,32	11,1566091	13922087,5	43,543633
20-15	5861104,83	18,3315755	19783192,3	61,8752085
15-lmt	12189536	38,1247915	31972728,3	100
Total	31972728,3	100		

La courbe hypsométrique du sous bassin versant N°4, est illustrée dans la figure suivante:

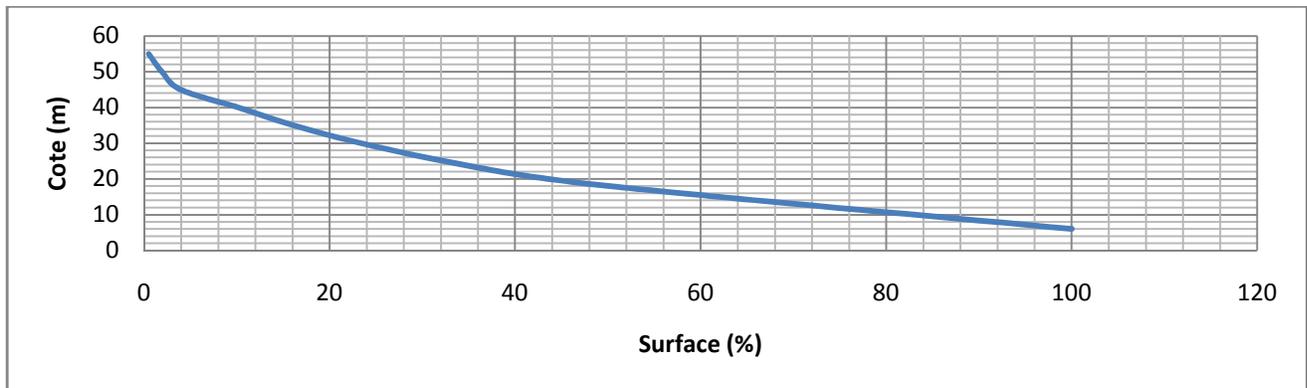


Figure (III, 5): Courbe hypsométrique de sous bassin N°4.

2.1.2- Les altitudes caractéristiques:

a-Les altitudes maximale et minimale:

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

Chapitre III : Etude Hydrologique

b-L'altitude moyenne:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots \dots \dots \text{(III. 4)} \quad \text{Et } H_i = \frac{H_{1+n} + H_n}{2} \dots \dots \dots \text{(III. 5)}$$

Avec : H_{moy} (m) : altitude moyenne du bassin;

H_i (m) : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives;

S_i (Km²) : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives;

S (Km²) : surface totale du sous bassin.

c-L'altitude médiane:

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

Les résultats des altitudes caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau N° III.8-Valeurs des altitudes caractéristiques des sous bassins:

Sous bassin	H_{max} (m)	H_{min} (m)	H_{moy} (m)	$H_{50\%}$ (m)
SB N°1	60	35	44,129	42,512
SB N°2	35	20	26,632	25,923
SB N°3	20	15	17,5	17,693
SB N°4	60	15	28,167	18,239

2.1.3:- Indice de pente globale I_g :

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

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots \text{(III. 6)}$$

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

L (Km) : longueur du rectangle équivalent;

H_{5%} et **H_{95%}** sont respectivement les altitudes correspondantes à A_{5%} et A_{95%}.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau N° III.9-Indice de pente (I_g):

Sous bassin	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} -H _{95%}	L (Km)	I _g (Km/Km)	Remarque
SB N°1	54,193	32,714	21,479	3,483	0,0062	Relief faible
SB N°2	38,066	18,756	19,31	4,99	0,0039	Relief faible
SB N°3	21,839	13,481	8,358	3,361	0,0025	Relief faible
SB N°4	44,156	7,18	36,976	14,676	0,0025	Relief assez faible

2.1.4-La pente moyenne du bassin versant I_{moy}:

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct - donc sur le temps de concentration t_c - et influence directement le débit de pointe lors d'une averse. Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5 L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5 L_n)}{S} \dots \dots \dots (III. 7)$$

Avec : **H(m)** : Dénivelée entre deux courbes de niveaux.

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

S (m²) : Surface du bassin versant.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau N° III.10-Les pentes moyennes des sous bassins:

Sous bassin	SB N°1	SB N°2	SB N°3	SB N°4
I _{moy} (%)	0,394	0,0223	0,002	0,089

3-Le réseau hydrographique:

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiel, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre (4) factures principales.

La géologie, le climat, la pente du terrain et la présence humaine.

Le réseau hydrographique permet également la détermination de certains paramètres liés au ruissellement.

3.1- Vue en plan :

3.1.1-Longueur du réseau hydrographique des sous bassins de la zone d'étude:

Tableau N° III.11-Longueur du réseau hydrographique des sous bassins:

Sous bassin	SB N°1	SB N°2	SB N°3	SB N°4
Longueur des tronçons L_x (Km)	4,284	4,336	3,487	30,395

3.1.2-Longueur des cours d'eaux principales:

Tableau N° III.12-Longueur des cours d'eaux principales:

Sous bassin	SB N°1	SB N°2	SB N°3	SB N°4
Longueur du cours d'eau principal L_p (Km)	3,230	3,689	2,498	11,553

3.1.3-Profiles en long:

Le profil en long d'oued BOUREAH et des cours d'eaux principaux nous déterminent les points noirs du cheminement du cours d'eau, tel que les changements de pente tout le long de son parcours. Les différents profils en long sont illustrés dans les figures suivantes:

a- Profil en long de l'oued BOUREAH:

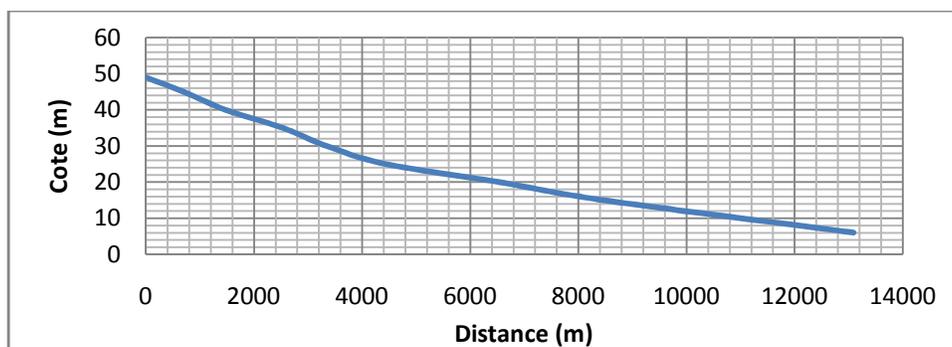


Figure (III, 6): L'allure du profil en long de l'oued BOUREAH.

Chapitre III : Etude Hydrologique

b- Profil en long de cours d'eau principal de SB N°1:

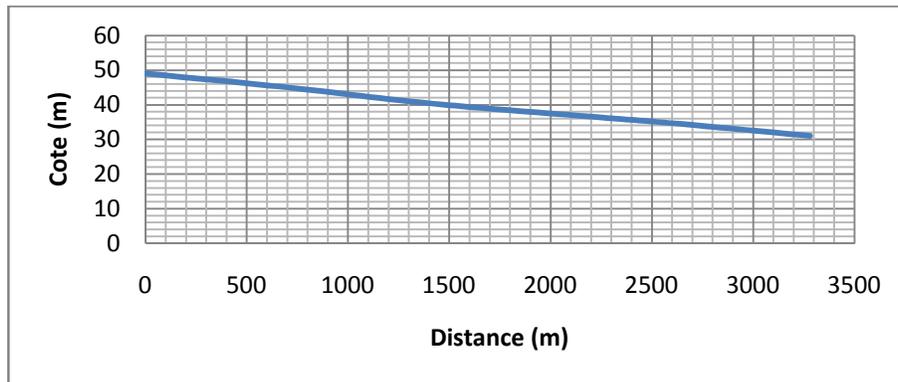


Figure (III, 7): L'allure du profil en long du cours d'eau principal de SB N°1.

c- Profil en long de cours d'eau principal de SB N°2:

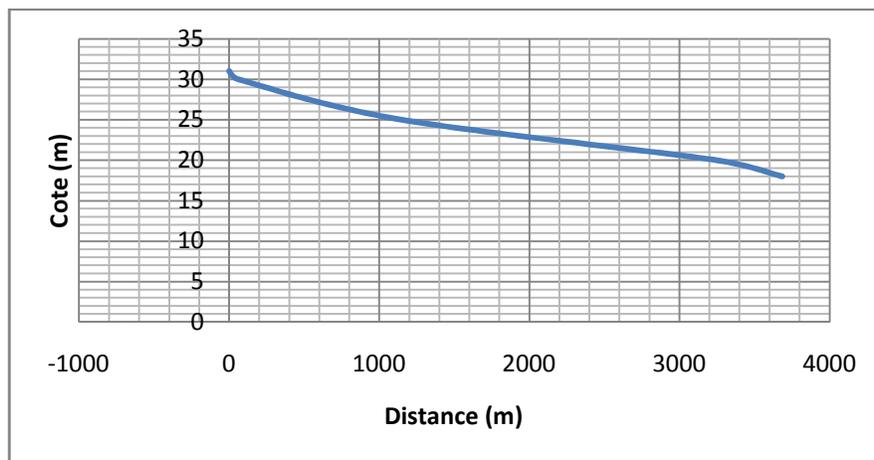


Figure (III, 8): L'allure du profile en long du cours d'eau principal de SB N°2.

d- Profil en long de cours d'eau principal de SB N°3:

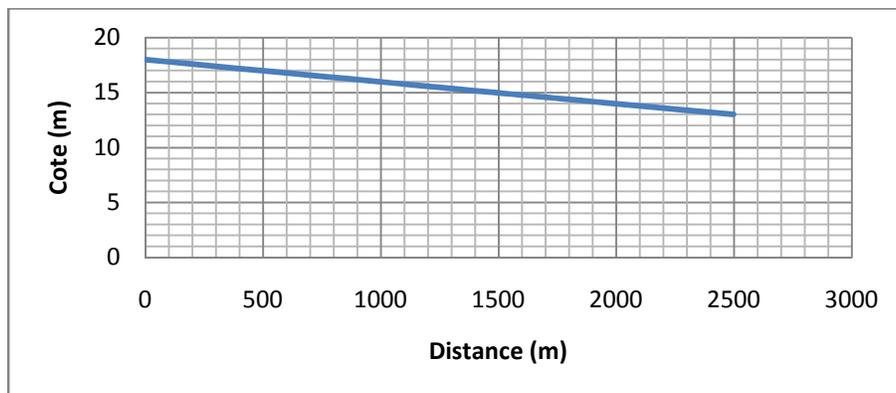


Figure (III, 9): L'allure du profile en long du cours d'eau principal de SB N°3.

Chapitre III : Etude Hydrologique

e- Profil en long de cours d'eau principal de SB N°4:

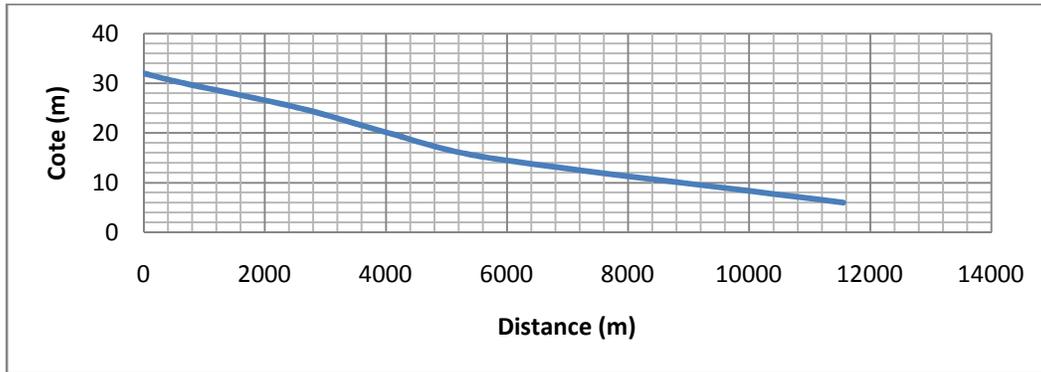


Figure (III, 10): L'allure du profile en long du cours d'eau principal de SB N°4.

3.2-Calcul des paramètres hydrographiques:

3.2.1-Densité de drainage D_d :

La densité de drainage reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2 .

La densité de drainage est donnée par la formule suivante:

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots \dots \dots (III. 8)$$

Avec: D_d (Km/Km^2) : densité de drainage;

L_i (Km):longueur de cours d'eau;

S (Km^2) : surface du bassin versant.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N° III.13-Densité de drainage de chaque sous bassin:

Sous bassin	L_i (Km)	Surface(Km^2)	D_d (Km/Km^2)
SB N°1	4,284	5,739	0,746
SB N°2	4,336	8,171	0,531
SB N°3	3,487	4,130	0,844
SB N°4	30,395	31,973	0,951

Chapitre III : Etude Hydrologique

3.2.2-La pente moyenne du cours d'eau principal P_{moy} :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer entièrement ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

La pente moyenne est donnée par la formule suivante:

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots \dots \dots \text{(III. 9)}$$

Avec: P_{moy} (**m/Km**) : pente moyenne du cours d'eau;

H (m): dénivellation entre deux points suffisamment distante;

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N° III.14-Les pentes moyennes des cours d'eaux principales:

Sous bassin	$H_{max}(m)$	$H_{min}(m)$	H(m)	L(Km)	$P_{moy}(m/Km)$	$P_{moy}(\%)$
SB N°1	49	31	18	3,230	5,572	0,557
SB N°2	31	18	13	3,689	3,524	0,352
SB N°3	18	13	5	2,498	2,002	0,20
SB N°4	32	6	26	11,553	2,250	0,225

3.2.3-Le temps de concentration T_c :

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il est composé de trois termes différents :

- T_h : Temps d'humectation. Temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

- T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement. Temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

Chapitre III : Etude Hydrologique

- T_a : Temps d'acheminement. Temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max ((T_h + T_r + T_a)).$$

Théoriquement on estime que t_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

Parmi les formules empiriques on cite :

*Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87 * L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \dots \dots \dots (III. 10)$$

Avec : T_c (heure) : temps de concentration;

L (Km) : longueur du talweg principal;

H_{\max} , H_{\min} (m) : respectivement la hauteur maximale et minimale de bassin versant.

*Formule de TURAZZA:

$$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{I_{\text{moy}}} \dots \dots \dots (III. 11)$$

Avec : T_c (heure): Temps de concentration;

S (Km²) : Surface de bassin versant;

L (Km) : Longueur du talweg principal;

I_{moy} : Pente moyenne du talweg principal.

*Formule de GIANDOTTI:

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{S} + 1.5 * L}{0.8 * \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\min}}} \dots \dots \dots (III. 12)$$

Avec : T_c (heure) : temps de concentration;

S (Km²) : Surface du bassin versant;

L (Km) : longueur du talweg principal;

H_{moy} , H_{\min} (m) : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

Chapitre III : Etude Hydrologique

Les résultats obtenus dans les calculs sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N° III.15-Temps de concentrations des différents sous bassins:

Formule	Sous bassin	T _c (heure)
CALIFIRNIA	SB N°1	1,02
	SB N°2	1,352
	SB N°3	1,226
	SB N°4	3,481
TURRAZA	SB N°1	3,830
	SB N°2	5,663
	SB N°3	5,254
	SB N°4	16,335
GIANDOTTI	SB N°1	7,005
	SB N°2	10,434
	SB N°3	9,388
	SB N°4	15,289

***Remarque:** Sur les résultats et la considération du talweg principal, nous optons pour la valeur de GIANDOTTI qui tient compte tous les paramètres géométriques du bassin (la surface, longueur du talweg principal, la hauteur moyenne et minimale du bassin versant) en plus c'est la formule employée en ALGERIE par le service de l'A.N.R.H.

3.2.4-Vitesse moyenne de ruissellement V_r (Km/h):

La vitesse de ruissellement est donnée par la formule suivante:

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots \dots \dots \text{(III. 13)}$$

Avec : **L(Km):** Longueur de talweg principal;

T_c (h): Temps de concentration.

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant:

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau N° III.16-Vitesse moyenne de ruissellement des sous bassins:

Sous bassin	L_p (Km)	T_c (heure)	V_r (km/h)
SB N°1	3,230391	7,005	0,461
SB N°2	3,689486	10,434	0,354
SB N°3	2,497742	9,388	0,266
SB N°4	11,55301	15,289	0,756

Tableau N° III.17-Caractéristiques hydromorphométriques des sous bassins :

Caractéristiques	SB1	SB2	SB3	SB4
1-Morphométrie				
1.1-Surfaces (Km^2)	5.739	8.171	4.130	31.973
1.2-Périmètres (Km)	10.334	13.350	9.245	33.950
1.3- Kc	1.208	1.274	1.308	1.681
1.4-Longueurs de R-E (Km)	3.483	4.990	3.361	14.976
1.4- Largeurs de R-E (Km)	1.648	1.637	1.228	2.179
2-les reliefs				
2.1- les altitudes caractéristiques				
2.1.1- Altitudes maximal (m)	60	35	20	60
2.1.2-Altitudes minimal (m)	35	20	15	15
2.1.3-Altitudes moy (m)	44.129	26.632	17.5	28.167
2.1.4- Altitudes à 5 % (m)	54.193	38.066	21.839	44.156
2.1.5-Altitudes à 50%	42.512	25.923	17.693	18.239
2.1.6-Altitudes à 95 % (m)	32.714	18.756	13.481	7.18
2.2-indice de pente globale I_g (m/Km)	6.167	3.867	2.487	2.519
2.3-les pentes moyennes des BV I_{moy} (%)	0.394	0.023	0.002	0.089
3-Le réseau hydrographique				
3.1-Longueur du réseau hydrographique (Km)	4.284	4.336	3.487	30.395
3.2-Longueurs des cours d'eau principale (Km)	3.230	3.689	2.498	11.553
3.3-Densité de drainage D_d (Km/Km^2)	0.746	0.531	0.844	0.951
3.4-Pentes moyenne des cours d'eau principal (%)	0.557	0.352	0.200	0.225
3.5- Temps de concentration (h)	7.005	10.434	9.388	15.289
3.6-Vitesse moyenne ruissellement (Km/h)	0.461	0.354	0.266	0.756

Chapitre III : Etude Hydrologique

***NB:** La surface, le périmètre et la longueur des différents cours d'eau du bassin versant ont été déterminé à l'aide du logiciel Auto-Cad 2014.

4-Analyse des données pluviométriques:

Dans le but d'évaluer et d'analyser les précipitations de notre bassin versant, notre étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométriques de REGHAIA (La station la plus proche de la zone d'étude).

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

Tableau N°III.18- Caractéristiques de la station pluviométrique:

Nom de la Station	Code de la station	Coordonnées Lambert		Altitude (m)	Années D'observations	N
		X (km)	Y (km)			
REGHAIA	020632	557.8	382.25	20	1973-2012	40ans

Source : ANRH Blida

La série pluviométrique de la station de REGHAIA est donnée dans l'**annexe N°2**.

4.1- Homogénéisation de la série pluviométrique:

Pour vérifier l'homogénéisation de la série pluviométrique, nous allons vérifier par le test de médiane (test de Mood).

***Test de Mood:**

Soit un échantillon $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$; déterminons sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieures et 50% des x_i lui soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signes:

+ Pour les $x_i < M$

- Pour les $x_i > M$

-Calculons les quantités N_s et T_s , avec:

N_s : Nombres total de séries de + ou de -

T_s : Taille de la plus grande série de + ou de -

N_s suit approximativement une loi normale de moyenne $\frac{N+2}{2}$ et de variance $\frac{1}{4}(N-1)$ et T_s suit une loi binomiale.

Ceci a permis d'établir que pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions se test sont les suivantes:

$$N_s > 0.5(N + 1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1}) \dots \dots \dots \text{(III. 14)}$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \dots \dots \dots \text{(III. 15)}$$

μ : Variable;

N: Taille de la série (N=40).

Chapitre III : Etude Hydrologique

$$N_s = 21 > 13.8$$

$$T_s = 6 < 8.55$$

Les conditions du test sont vérifiées, donc la série est homogène.

(Voir l'annexe N°3)

4.2.-:Les précipitations maximales journalières:

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- *Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- *Calcul de la fréquence expérimentale.
- *Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données.
- *Ajuster graphiquement la loi choisie.
- *Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

-Remarque: Notre travail est basé sur le logiciel "Hyfran".

Tableau N° III.19- Caractéristique de la série avec N=40ans :

Caractéristiques	Valeur calculée
Années d'observation	40
Minimum	14.8
Maximum	105
Moyenne	53.1
Ecart-type	20.6
Médiane	48
Coefficient de variation (C_v)	0.387
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.1
Coefficient d'aplatissement (C_k)	3.45
L'exposant climatique (b)	0.40

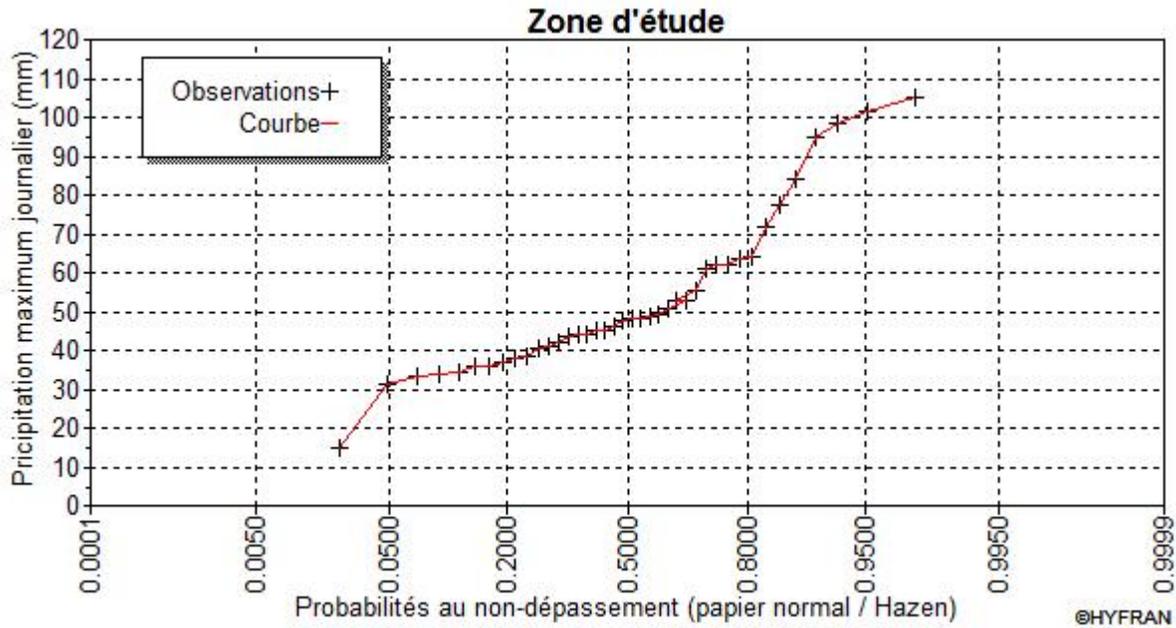


Figure (III, 11): Observation sur papier de probabilité.

4.3-Choix de la loi d'ajustement:

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de **GUMBEL**;
- La loi de **GEV**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran". Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

4.3.1-Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GUMBEL:

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (III.16)$$

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

$1/a$: la pente de la droite de GUMEL;

y : variable réduite de GUMBEL;

Chapitre III : Etude Hydrologique

x : précipitation maximale journalière (mm);

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm).

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

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

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..., n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots \dots \dots \text{(III. 17)}$$

Avec: m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (40)

- Calculer la variable réduite de **GUMBEL** donnée par la formule suivante : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$
- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Les résultats d'ajustement par la loi GUMBEL pour les différentes périodes de retour sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° III.20-Résultat d'ajustement par la loi de GUMBEL:

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	$P_{\max,j}$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance 95%
100	0.9900	118	12.80	92.7-143
50	0.9800	106	11	85-128
20	0.9500	91.5	8.58	74.7-108
10	0.9000	80	6.80	66.7-93.3
5	0.8000	67.9	5.03	58.1-77.8
2	0.5000	49.8	2.99	43.9-55.6

Les résultats de l'adéquation sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau N°III.21- Résultats de l'adéquation:

X^2	p-valu	Degrés de liberté	Nombre de classe
8	0.1562	5	8

Chapitre III : Etude Hydrologique

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

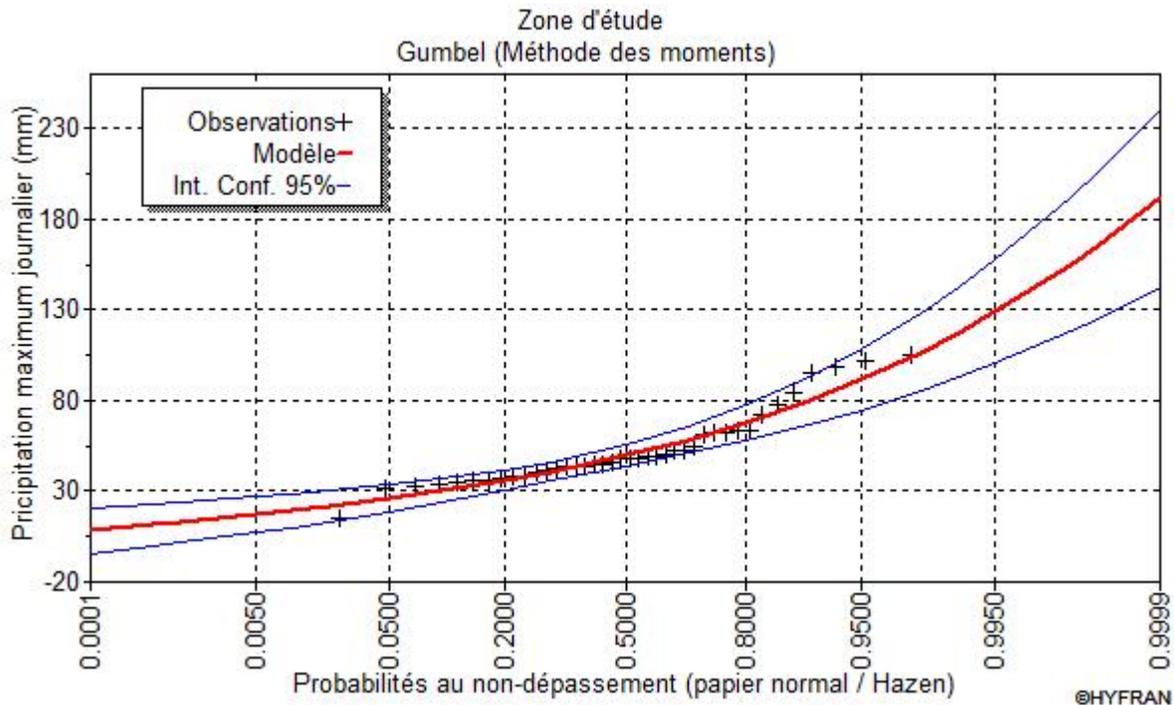


Figure (III, 12): Ajustement par la loi de GUMBEL:

4.3.2-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV:

La loi des extrêmes généralisées (GEV) est une loi à trois paramètres qui peut, très grossièrement, être interprétées comme une généralisation de a loi de **GUMBEL**. La loi de **GEV** a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante:

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - c \frac{x - a}{b} \right)^{\frac{1}{c}} \right] \dots \dots \dots \text{(III. 18)}$$

a: Paramètre de position;

b: Paramètre de dispersion;

c: Paramètre de forme.

Les résultats d'ajustement par la loi GEV pour les différentes périodes de retour sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N° III.22-Résultat d'ajustement par la loi de GEV:

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance 95%
100	0.9900	117	19.4	79.2-155
50	0.9800	106	14	78.7-134
20	0.9500	91.5	8.81	74.2-109
10	0.9000	80.1	6.29	67.7-92.4
5	0.8000	68	4.83	58.6-77.5
2	0.5000	49.8	3.38	43.2-56.4

Les résultats de l'adéquation sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau N°III.23- Résultats de l'adéquation:

χ^2	p-valu	Degrés de liberté	Nombre de classe
8	0.0916	4	8

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

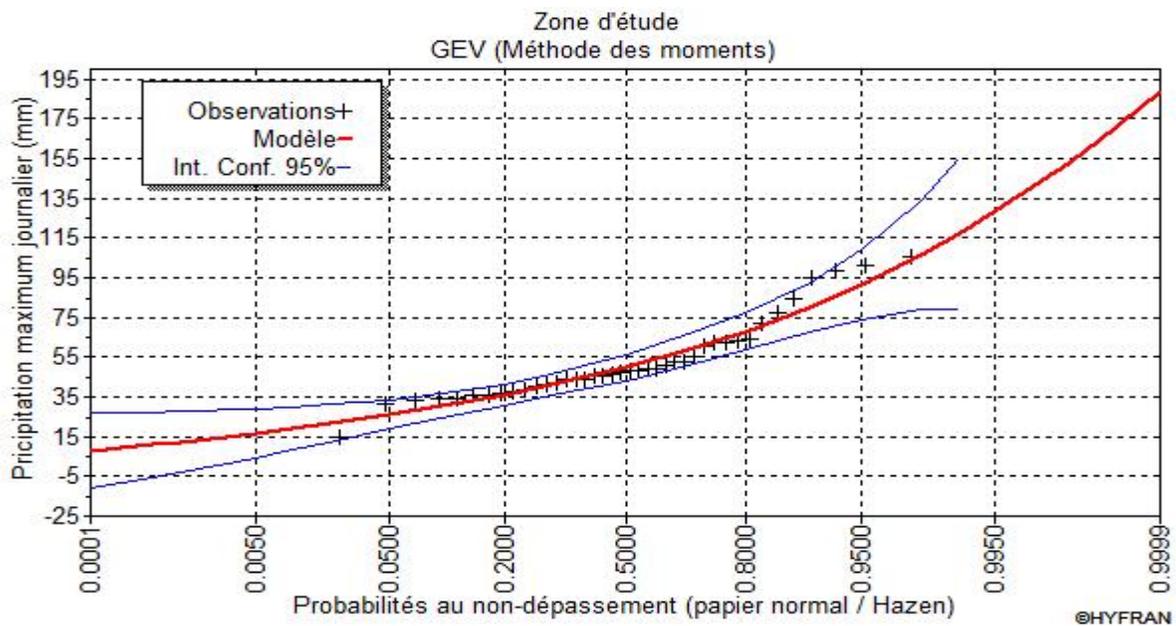


Figure (III, 13): Ajustement par la loi de GEV.

4.3.3-Comparaison entre les deux lois d'ajustement:

Afin de comparer entre les deux lois d'ajustement, on trace sur le même graphique les deux méthodes d'ajustement de la série pluviométrique.

La figue suivante montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement (**loi de GUMBEL, loi GEV**).

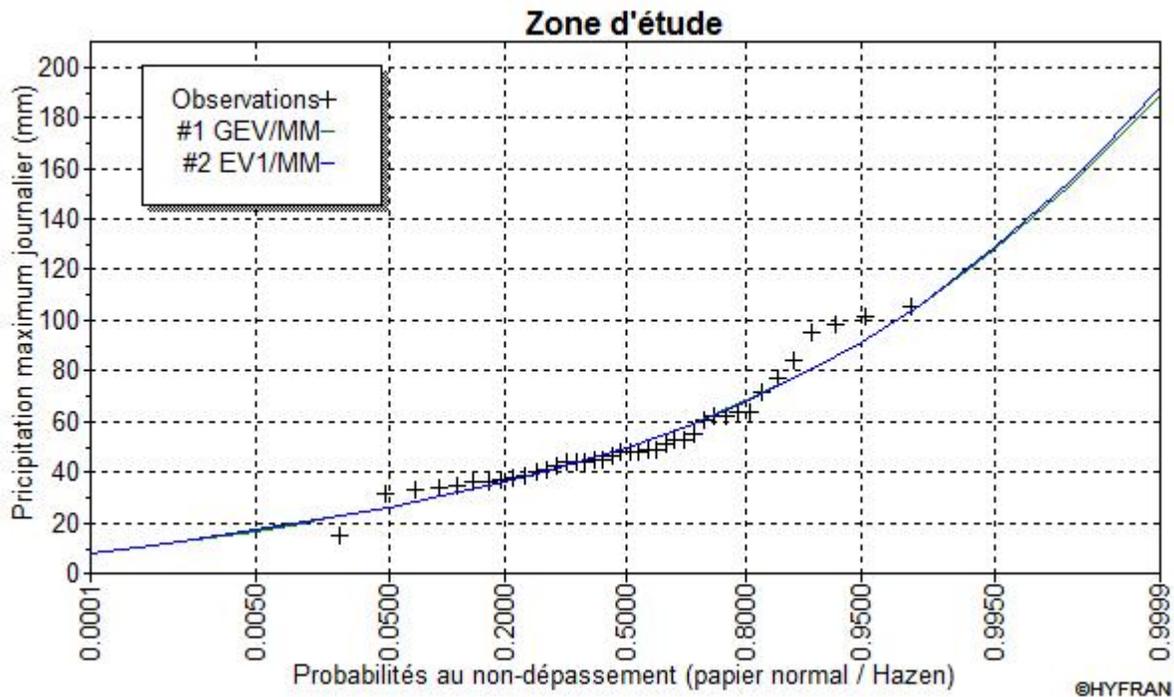


Figure (III, 14): Comparaison entre les deux lois d'ajustement:

***Interprétation de comparaison:**

D'après la FIGURE (III, 14)

L'ajustement de la série des pluies maximales journalières suit les deux lois (GUMBEL et GEV); c'est-à-dire le tracé d'ajustement est ajusté par rapport aux nuages des points expérimentaux dans les deux lois. Mais on opte pour la loi de GEV car c'est la plus adéquate en nord de l'ALGERIE.

Chapitre III : Etude Hydrologique

5- Pluies de courte durée:

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule suivante:

$$P(t) = P_{j,max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots \dots \dots \text{(III. 19)}$$

Avec : t(h) : durée de l'averse;

b : exposant climatique **b = 0.40** (source : ANRH Blida).

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

$$I_t = \frac{P}{t} \dots \dots \dots \text{(III. 20)}$$

Avec : **I_t(mm/h) :** l'intensité maximale de période t (h).

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau N° III.24-Pluie et intensité maximales du durée t(h) et de période de retour:

Période de retour	100		50		20		10		5		2	
	Pmax (mm)	I (mm/h)										
0.5	24.87	49.74	22.53	45.06	19.45	38.90	17.03	34.05	14.45	28.91	10.59	21.17
1	32.82	32.82	29.73	29.73	25.66	25.66	22.47	22.47	19.07	19.07	13.97	13.97
2	43.30	21.65	39.23	19.62	33.86	16.93	29.65	14.82	25.17	12.58	18.43	9.22
4	57.14	14.28	51.77	12.94	44.68	11.17	39.12	9.78	33.21	8.30	24.32	6.08
6	67.20	11.20	60.88	10.15	52.55	8.76	46.01	7.67	39.06	6.51	28.60	4.77
8	75.39	9.42	68.31	8.54	58.96	7.37	51.62	6.45	43.82	5.48	32.09	4.01
10	82.43	8.24	74.68	7.47	64.47	6.45	56.43	5.64	47.91	4.79	35.09	3.51
12	88.67	7.39	80.33	6.69	69.34	5.78	60.70	5.06	51.53	4.29	37.74	3.15
14	94.31	6.74	85.44	6.10	73.75	5.27	64.57	4.61	54.81	3.92	40.14	2.87
16	99.48	6.22	90.13	5.63	77.80	4.86	68.11	4.26	57.82	3.61	42.34	2.65
18	104.28	5.79	94.48	5.25	81.55	4.53	71.39	3.97	60.61	3.37	44.39	2.47
20	108.77	5.44	98.54	4.93	85.06	4.25	74.47	3.72	63.22	3.16	46.30	2.31
22	113.00	5.14	102.37	4.65	88.37	4.02	77.36	3.52	65.67	2.99	48.10	2.19
24	117.00	4.88	106.00	4.42	91.50	3.81	80.10	3.34	68.00	2.83	49.80	2.08

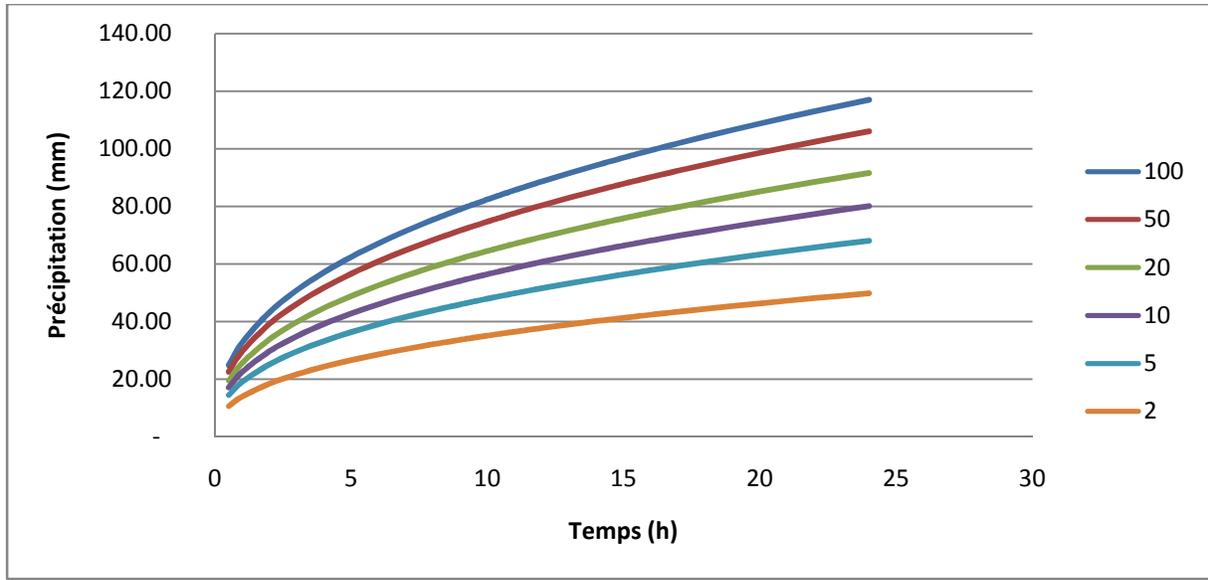


Figure (III, 15): Courbes Pluies de courte durée fréquentielle.

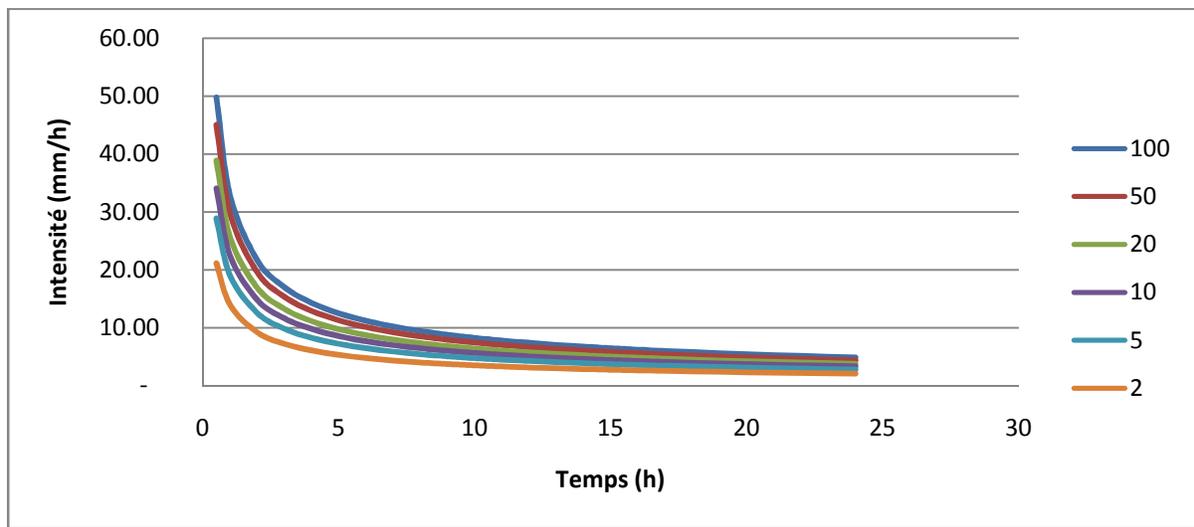


Figure (III, 16): Courbes IDF.

6-Etudes des apports:

6.1-Evaluation des apports solides V_s :

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

6.1.1-Formule de TIXERONT :

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

$$E_s = \alpha * L_e^{0.15} \dots \dots \dots \text{(III. 21)}$$

Avec : E_s (t/km²/an): taux d'abrasion;

L_e (mm): lame d'eau ruisselée.

α : coefficient empirique (varie en fonction de la perméabilité du terrain de bassin versant);

$\alpha=75$: coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

Tableau N° III.25- α en fonction de la perméabilité :

α	Degrés de perméabilité
8.5	Élevée
75	Moyenne
350	Moyenne faible
1400	Faible
3200	Imperméabilité

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma=1.4T/m^3$.

$$V_s = \frac{E_s * S}{\gamma} \dots \dots \dots \text{(III. 22)}$$

Avec: $S(Km^2)$: Surface du sous bassin.

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

Tableau N° III.26-Les apports solides:

Nom du SB	L_e (mm)	Surface(Km ²)	E_s (T/Km ² /an)	V_s (m ³ /an)
SB N°1	0.117	5.739	54.361	222.844
SB N°2	0.117	8.171	54.361	317.274
SB N°3	0.117	4.130	54.361	160.346
SB N°4	0.117	31.973	54.361	1 241.483

Chapitre III : Etude Hydrologique

6.2-Etude des crues :

6.2.1-Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est uniquement, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul diffèrent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

6.2.1.1-Méthodes historiques :

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé).

6.2.1.2-Méthodes empiriques :

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de GREAGER, FULLER, SNYDER et POSSENTI..... etc.

***Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques.**

6.2.2-Application sur les bassins versants :

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes, une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir des formules empiriques : MALLET-GAUTIER, GIANDOTTI, TURAZZA et SOKOLOVSKY. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins et elles sont les plus utilisées en ALGERIE.

6.2.2.1-Formule de MALLET-GAUTIER :

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

$$Q_{\max, P\%} = 2K * \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots \dots \dots \text{(III. 23)}$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend: **K=2**

H(m) : Précipitation moyenne interannuelle, **H= 0.636 m**

S(Km²) : Surface du bassin;

L(Km) : Longueur du talweg principal;

T : Période de retour.

Chapitre III : Etude Hydrologique

6.2.2.2-Formule de GIANDOTTI:

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,P\%} = \frac{C * S * h_{Tc,P\%} \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4 \sqrt{S} + 1.5L} \dots\dots\dots \text{(III. 24)}$$

Avec : **C** : coefficient topographique variant entre 66 et 166;

S(Km²) : Surface du sous bassin;

h_{tc,p%} : Lamé d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux:

h_{moy}(m) : Altitude moyenne;

h_{min}(m) : Altitude minimale;

L(Km) : Longueur du talweg principal.

6.2.2.3-Formule de TURAZZA :

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

$$Q_{\max,P\%} = \frac{c * \overline{i_{tc}} * S}{3.6} \dots\dots\dots \text{(III. 25)}$$

Avec : **S** : Surface du sous bassin.

$\overline{i_{tc}}$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau N°III.24.

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

Tableau III.27-Valeur de coefficient de ruissellement C :

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	100	50	20	10	5	2
C	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,50

Chapitre III : Etude Hydrologique

6.2.2.4-Formule de SOKOLOVSKI :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, P\%} = 0.28 \frac{X_{P\%, t_c} * \alpha_{P\%} * S : f}{T_c} \dots \dots \dots \text{(III. 26)}$$

Avec : S (Km²) : Surface du bassin versant;

T_c (h): Temps de concentration du sous bassin;

X_{p%, tc} (mm): précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c;

0.28 : coefficient de changement d'unité;

f : Coefficient de forme de la crue.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots \dots \dots \text{(III. 27)}$$

Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$

- Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a : $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a : $\gamma = 3 \div 4$

Puisque les sous bassins ont une surface inférieure à 50 Km² on prend : $\gamma = 2$

Alors : $f = \frac{12}{4+3\gamma} = 1.2$

p% : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots \dots \dots \text{(III. 28)}$$

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau III.28-Valeurs de coefficient de ruissellement

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	100	50	20	10	5	2
P%	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6	0,5

Chapitre III : Etude Hydrologique

Les débits de crues des sous bassins par les différentes formules dans le tableau suivant.

Tableau N° III.29-Les débits de crues des sous bassins par les différentes formules.

Formules	Période de retour	100	50	20	10	5	2
TURAZA	SB N°1	13.021	11.06	8.916	7.243	5.672	3.467
	SB N°2	14.599	12.393	9.994	8.114	6.36	3.881
	SB N°3	7.855	6.676	5.372	4.369	3.427	2.088
	SB N°4	45.401	38.567	31.085	25.227	19.77	12.078
GIANDOTTI	SB N°1	6.826	6.25	5.384	4.711	4.038	2.884
	SB N°2	6.578	5.951	5.168	4.464	3.837	2.819
	SB N°3	3.519	3.211	2.771	2.419	2.067	1.496
	SB N°4	20.494	18.612	15.893	14.011	11.92	8.783
MALLET- GAUTIER	SB N°1	41.703	38.536	33.898	29.916	25.316	17.464
	SB N°2	55.038	50.775	44.519	39.128	32.864	21.996
	SB N°3	34.42	31.852	28.101	24.89	21.198	14.981
	SB N°4	117.16	107.337	92.77	80.006	64.775	35.788
SOKOLOVSKI	SB N°1	15.74	13.369	10.772	8.755	6.861	4.187
	SB N°2	17.646	14.988	12.075	9.815	7.691	4.694
	SB N°3	9.504	8.073	6.503	5.287	4.143	2.528
	SB N°4	54.914	46.644	37.578	30.546	24.022	14.608

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

6.3-Hydrogrammes des crues :

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovski qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques :

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{\max p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots \dots \dots \text{(III. 29)}$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max p\%} \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^m \dots \dots \dots \text{(III. 30)}$$

Avec : m, n : puissance des équations $m = 2$, $n = 3$

$Q_{\max, p\%}$ (m^3/s) : Débit maximum de crue (pointe).

Q_m (m^3/s) : Débit instantané au moment de la montée.

Q_d (m^3/s) : Débit instantané au moment de la décente (décrue).

t_m (h) : temps de montée de la crue, d'où $t_m = t_c$

t_d (h) : temps de la décrue, d'où $t_d = \chi * t_c$

On prend $\gamma = 2$

Le tableau suivant illustre les différents temps avec sous bassins en série.

Tableau N° III.30-Temps de montée, de décente et de base des hydrogrammes:

Temps (heure)	SB N°1	SB (1+2)	SB (1+2+3)	SB (1+2+3+4)
T_c	7.005	8.36	9.786	19.748
t_m	7.005	8.36	9.786	19.748
t_d	14.01	16.72	19.572	39.496
t_b	21.015	25.08	29.358	59.244

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque sous bassin sont donnés aux tableaux suivants ainsi que les Hydrogrammes correspondants.

Chapitre III : Etude Hydrologique

*Sous bassin N°1

Tableau N° III.31-Les débits de crues pour le SB N°1.

Temps(h)	Période de retour (ans)					
	100	50	20	10	5	2
0	0	0	0	0	0	0
1	0.321	0.272	0.220	0.178	0.140	0.085
3	2.887	2.452	1.976	1.606	1.258	0.768
5	8.019	6.811	5.488	4.460	3.496	2.133
7	15.718	13.350	10.757	8.743	6.851	4.181
9	9.928	8.432	6.794	5.522	4.328	2.641
12	4.194	3.562	2.870	2.333	1.828	1.116
14	1.976	1.678	1.352	1.099	0.861	0.526
16	0.722	0.613	0.494	0.402	0.315	0.192
19	0.047	0.040	0.032	0.026	0.020	0.012
20	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002
21.015	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0

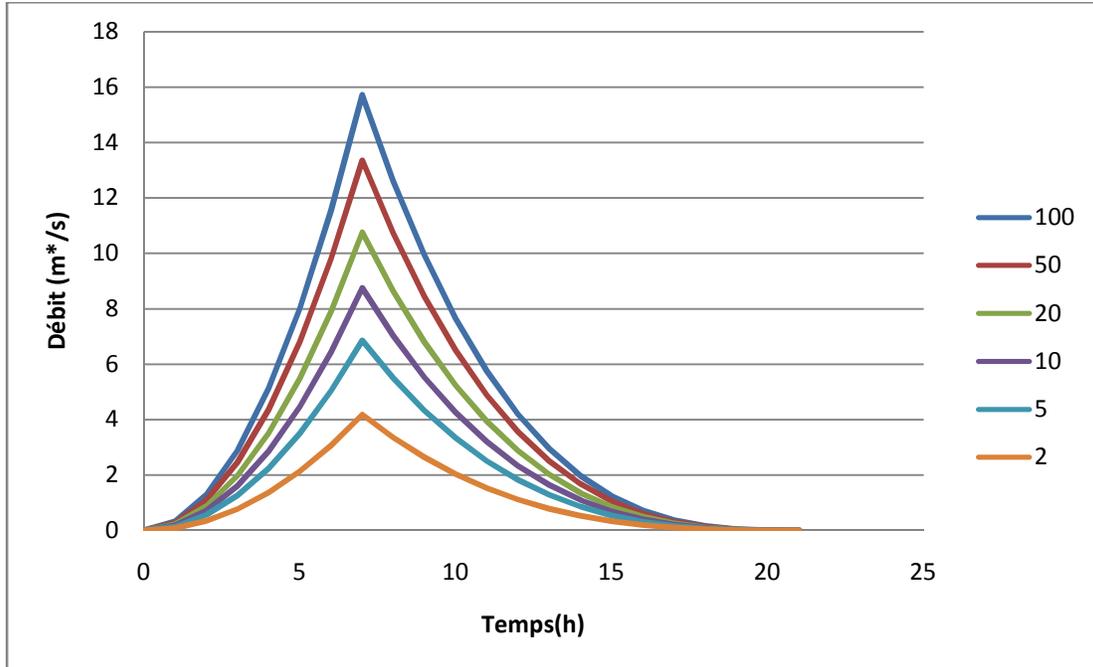


Figure (III, 17): Diagramme de crue de SB N°1.

Chapitre III : Etude Hydrologique

*Sous bassin N°2

Tableau N°III.32-Les débits de crues pour le SB (1+2).

Temps(h)	Période de retour (ans)					
	100	50	20	10	5	2
0	0	0	0	0	0	0
1	0.478	0.406	0.327	0.266	0.208	0.127
3	4.299	3.652	2.942	2.391	1.874	1.144
5	11.942	10.145	8.174	6.643	5.205	3.176
7	23.407	19.883	16.020	13.020	10.201	6.226
8.36	33.386	28.360	22.850	18.570	14.550	8.880
10	24.494	20.807	16.764	13.624	10.675	6.515
12	15.984	13.578	10.940	8.891	6.966	4.251
14	9.716	8.253	6.650	5.404	4.234	2.584
16.72	4.173	3.545	2.856	2.321	1.819	1.110
18	2.535	2.153	1.735	1.410	1.105	0.674
20	0.936	0.795	0.641	0.521	0.408	0.249
22	0.209	0.177	0.143	0.116	0.091	0.056
24	0.009	0.008	0.006	0.005	0.004	0.002
25.08	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0

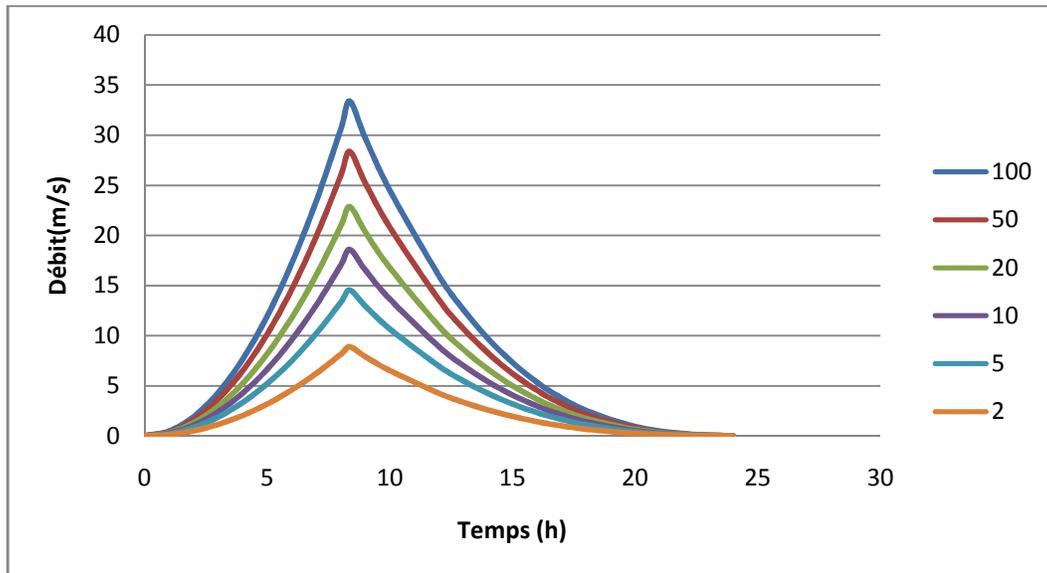


Figure (III, 18): Diagramme de crue de SB (1+2).

Chapitre III : Etude Hydrologique

*Sous bassin N°3

Tableau N°III.33- Les débits de crues pour le SB (1+2+3).

Temps(h)	Période de retour (ans)					
	100	50	20	10	5	2
0	0	0	0	0	0	0
1	0.448	0.380	0.306	0.249	0.195	0.119
3	4.031	3.424	2.758	2.242	1.757	1.072
5	11.197	9.510	7.662	6.229	4.882	2.979
7	21.945	18.640	15.017	12.208	9.568	5.838
9.786	42.890	36.430	29.350	23.860	18.700	11.410
11	35.394	30.063	24.220	19.690	15.432	9.416
13	25.040	21.269	17.135	13.930	10.918	6.661
15	16.933	14.383	11.587	9.420	7.383	4.505
17	10.797	9.171	7.388	6.006	4.707	2.872
19.572	5.361	4.554	3.669	2.983	2.338	1.426
21	3.340	2.837	2.286	1.858	1.456	0.889
24	0.880	0.747	0.602	0.490	0.384	0.234
27	0.075	0.064	0.051	0.042	0.033	0.020
29.358	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0

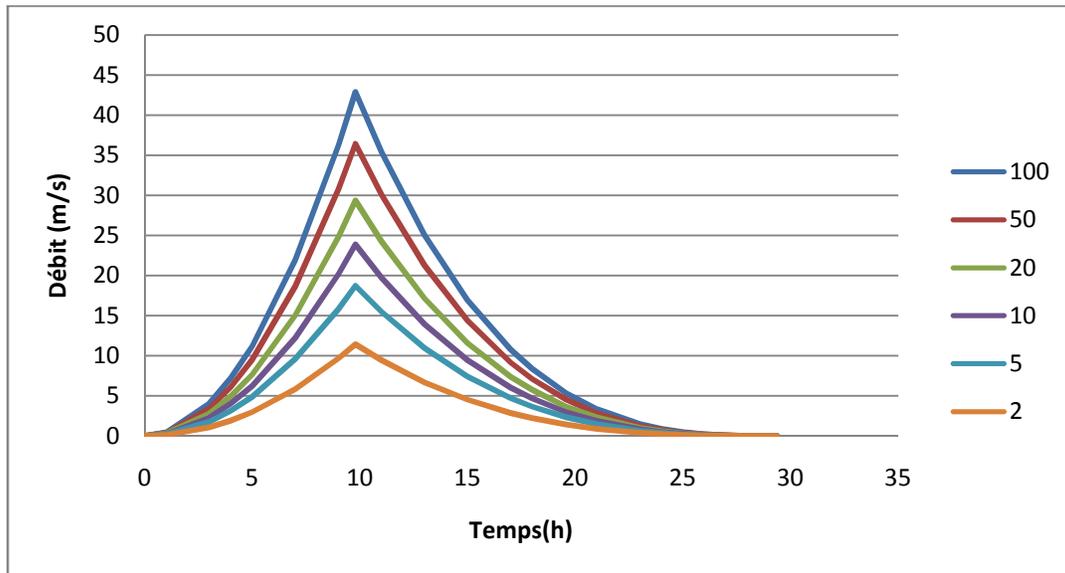


Figure (III, 19): Diagramme de crue de SB (1+2+3).

Chapitre III : Etude Hydrologique

*Sous bassin N°4

Tableau N°III.34-Les débits de crues pour le SB (1+2+3+4).

Temps	Période de retour (ans)					
	100	50	20	10	50	2
0	0	0	0	0	0	0
1	0.251	0.213	0.172	0.139	0.110	0.067
5	6.269	5.325	4.291	3.487	2.739	1.668
10	25.078	21.301	17.162	13.949	10.954	6.672
15	56.425	47.927	38.615	31.386	24.647	15.012
19.748	97.800	83.070	66.930	54.400	42.720	26.020
24	69.492	59.026	47.557	38.654	30.355	18.489
29	43.913	37.299	30.052	24.426	19.182	11.683
34	25.536	21.690	17.476	14.204	11.154	6.794
39.496	12.225	10.384	8.366	6.800	5.340	3.253
44	5.623	4.776	3.848	3.128	2.456	1.496
49	1.706	1.449	1.168	0.949	0.745	0.454
54	0.229	0.194	0.157	0.127	0.100	0.061
59.244	0	0	0	0	0	0
60	0	0	0	0	0	0

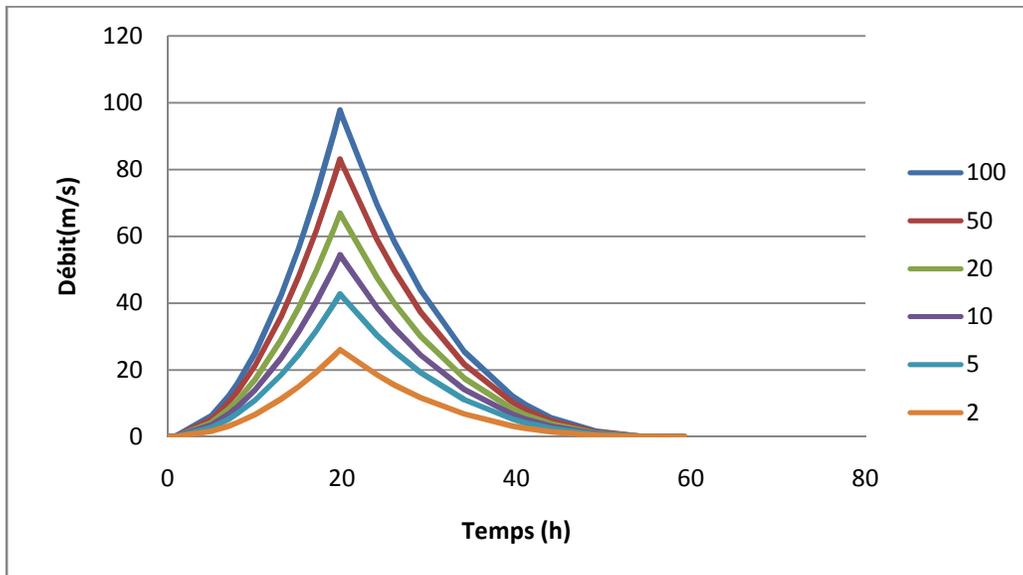


Figure (III, 20): Diagramme de crue de SB (1+2+3+4).

Chapitre III : Etude Hydrologique

Conclusion:

L'étude hydrologique, nous a donnée des pentes faibles (0.0557; 0.035; 0.023) pour nos Oueds principales, des temps de concentration en heure lent (7; 10.43; 9.39; 15.29) avec des vitesses de ruissellement en Km/h faible (0.461; 0.354; 0.266; 0.756) dans les sous bassins. On déduit que les débits se cumulent et l'évacuation des eaux se fait lentement, ce qui provoque des inondations.

Egalement notre étude, nous a permet de calculer le débit maximal en **m³/s** pour chaque sous bassin (SB N°1; SB N°2; SB N°3; SB N°4) à une durée centennale (100) qui sont : 15.74; 17.646; 9.504 et 54.914.

CHAPITRE IV
Calcul hydraulique

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Introduction:

Avant tous projets d'aménagement d'un oued, il est important de réfléchir aux divers types d'ouvrages à projeter, au but de protéger la ville de tous risques d'inondation.

Dans ce chapitre et une fois que la totalité des débits fut déterminée (chapitre hydrologie), on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages, tout en respectant certaines normes d'écoulement.

-On distingue deux types d'écoulements

A• Les écoulements en charge:

Dans lesquels l'eau remplit complètement la canalisation, c'est le cas dans le dimensionnements des réseaux d'assainissements et même dans l'aménagement.

B• Les écoulements à surface libre:

(Interface entre l'eau et l'air) : c'est le cas des rivières et des réseaux d'assainissement. « Comme notre cas : un oued ».

1-Objectif d'aménagement:

Les objectifs recherchés par notre aménagement sont:

- Amélioration des conditions d'écoulement des eaux superficielles afin d'éviter tous débordements sur les routes et submersion des terres agricoles.
- Faciliter les écoulements des eaux superficielles en période de crue.
- Conserver l'espace urbain et améliorer l'hygiène publique.

2-Généralités sur les écoulements à surface libre:

2.1-Canal d'eau:

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

2.2-Différents types de canaux:

On distingue deux types de canaux :

2.2.1-Les canaux naturels :

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

Chapitre IV : Calcul hydraulique

2.2.2-Les canaux artificiels:

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre, telle que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation) ou les canaux couverts (égouts, drains...etc.).

Les propriétés hydrauliques de ces canaux sont généralement assez réguliers ainsi l'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalisables. [DEGOUTTE 2006].

2.3-Les caractéristiques géométriques des canaux:

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

Les caractéristiques sont les suivant:

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

En plus des éléments géométriques d'une section, l'étude hydraulique des canaux prend en considération les pentes longitudinales du canal :

*La pente de fond du canal, J_F . Elle dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain;

*La pente piézométrique ou la pente de la surface libre, J_w .

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et la constitution du terrain.

La figure suivante illustre les différentes caractéristiques géométriques.

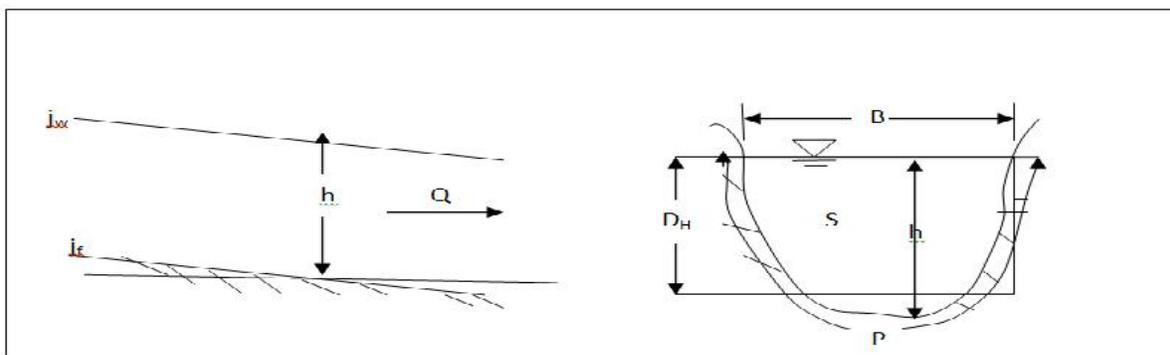


Figure (IV, 1): Différentes caractéristiques géométriques.

Chapitre IV : Calcul hydraulique

2.4-Types d'écoulements dans les canaux:

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

A. Variabilité dans le temps :

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

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

Au sens strict, l'écoulement, dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

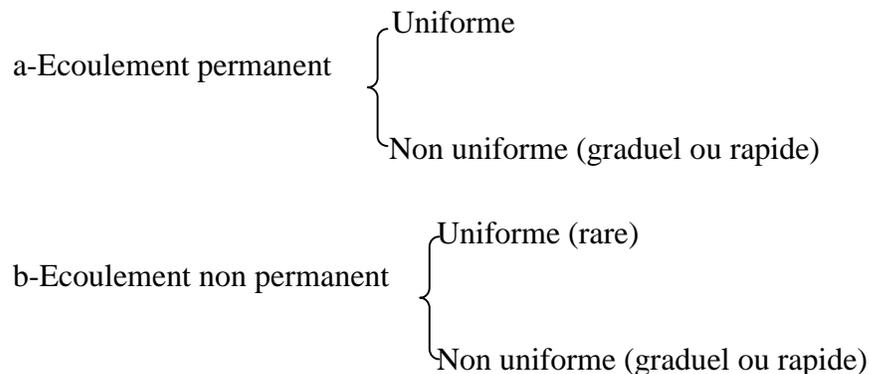
B. Variabilité dans l'espace:

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

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

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

-Les types d'écoulements qu'on rencontre en hydraulique fluviale peuvent être résumés ainsi :



Chapitre IV : Calcul hydraulique

3-Régime d'écoulement:

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

3.1-Nombre de REYNOLDS:

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

Écoulement laminaire	$Re < 500$
Écoulement transitoire	$500 < Re < 2000$
Écoulement turbulent	$Re > 2000$

Dans la pratique, on ne rencontre généralement que les écoulements turbulents.

3.2-Nombre de FROUDE:

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

Écoulement fluvial	$Fr < 1$
Écoulement critique	$Fr = 1$
Écoulement torrentiel	$Fr > 1$

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

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

4-Dimensionnement des canaux:

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels, bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude (théorique et expérimentale) de base pour tous les autres types d'écoulement. [GRAF et ALTINAKA 2000].

4.1-Les formules principales de calcul:

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

Chapitre IV : Calcul hydraulique

4.1.1-Formule de CHEZY:

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

$$U = C * \sqrt{R_h * J_f} \dots \dots \dots \text{(IV. 1)}$$

Avec :

- U (m/s) : La vitesse moyenne;
- R_h (m) : Rayon hydraulique;
- J_f (m/m): La pente du fond du canal;
- C(m^{1/2}/s) : Coefficient de CHEZY.

Pour le calcul du coefficient de CHEZY, différentes formules d'origine empiriques sont proposées, en le reliant au rayon hydraulique, R_h . Parmi ces formules :

4.1.2-La formule de BAZIN:

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

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

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

4.1.3-Formule simplifiée de KUTTER:

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

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

4.1.4-La formule d'AGROSKINE:

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

Avec: n: La rugosité.

4.1.5-La formule de MANNING-STRICKLER:

C'est la formule la plus utilisée,

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

Avec : n: Coefficient de rugosité.

Alors la formule de CHEZY redevient comme suite:

Chapitre IV : Calcul hydraulique

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

En utilisant l'équation de continuité : $Q=U*S$,

On obtient :

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * J_f^{1/2} * S \dots \dots \dots (IV. 7)$$

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

$$U = K_s * R_h^{2/3} * J_f^{1/2} \dots \dots \dots (IV. 8)$$

$$Q = K_s * R_h^{2/3} * J_f^{1/2} * S \dots \dots \dots (IV. 9)$$

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

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

Tableau N°IV.1-Quelques ordres du coefficient de Strickler:[GRAF et ALTINAKA 2000].

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

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

4.2-Vitesse d'érosion:

Afin éviter tous ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau suivant:

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Tableau N°IV.2- Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés:
[ABAEV 1981].

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

5-Calcul des paramètres géométriques:

5.1-La profondeur normale, h_n :

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

Le procédé de calcul par la méthode itérative : En introduisant les expressions de la surface mouillée (S), de rayon hydraulique (R_h), les valeurs de coefficient de STRICHLER (K_S) et de J_f dans l'équation (IV.9), ensuite on fixe la valeur de la largeur de fond (b), elle dépend de la forme de la section du canal, et enfin, on fait varier les valeurs de h (avec un pas fixe ou variable) et on aura des valeurs de débit (Q), la valeur de h_n est obtenu quand le débit trouvé égale au débit max ($Q=Q_{max}$).

5.2-L'énergie spécifique, H_s :

L'énergie (charge) totale pour une pente faible ($J_f < 0.1$) dans une section est donnée par:

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \dots \dots \dots \text{(IV. 10)}$$

Dans l'équation précédente (IV.10) pour définir la charge, on se rapporte à un plan de référence horizontal quelconque.

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

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

Avec l'équation de continuité, $Q=U*A$ on obtient :

Chapitre IV : Calcul hydraulique

$$\frac{Q^2}{2gS^3} + h = H_s \dots \dots \dots (\text{IV. 12})$$

La notion de la charge spécifique est souvent très commode ; elle facilite la compréhension et aide à résoudre différents problèmes d'écoulement à surface libre.

Pour la section d'un canal donné, la surface (S) est une fonction de la profondeur d'eau (h) et l'équation (IV.12) établit une relation de la forme suivante:

$$H_s = f(Q, h) \dots \dots \dots (\text{IV. 13})$$

Qui permettra l'étude de la variation de:

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

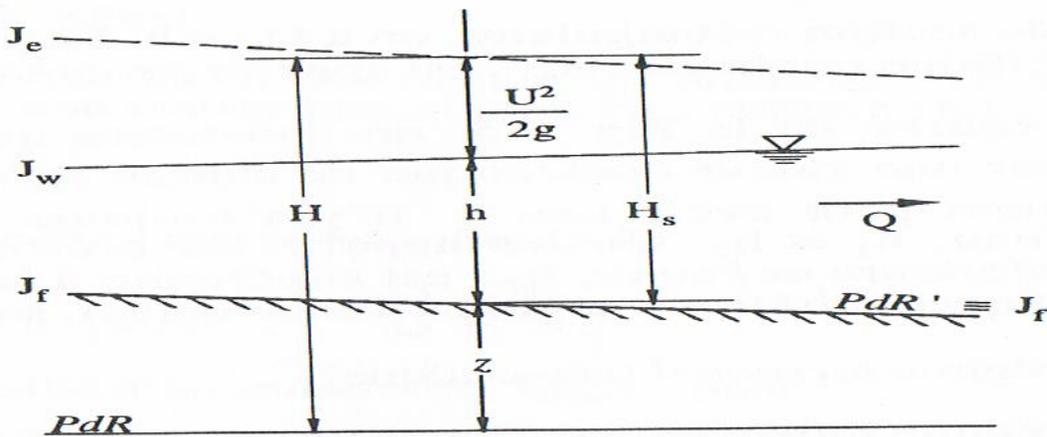


Figure (IV, 2): Définition de la charge totale H et de la charge spécifique H_s .

5.3-Courbe de l'énergie spécifique:

Pour un débit constant l'équation(IV.12), donne la charge spécifique, H_s , en fonction de la profondeur d'eau (h) la courbe correspondante à deux asymptotes (voire la figure: IV, 2):

- *pour $h=0$, une asymptotes horizontale ;
- *pour $h= \infty$, la droite $h=H_s$ est une autre asymptotes.

D'après la figure N°IV.2, la courbe a un minimum, $H_{s,cr}$, pour:

$$\frac{dH_s}{dh} = -\frac{Q^2}{g * S^3} \frac{dS}{dh} + 1 = 0 \dots \dots \dots (\text{IV. 14})$$

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Du fait que, $\frac{dS}{dh} = B$, à la surface libre et avec la profondeur hydraulique, $D_h = \frac{S}{B}$, on obtient:

$$\frac{Q^2}{g * S^3} \frac{B}{S^3} = \frac{U^2}{g * D_h} = 1 \dots \dots \dots (IV. 15)$$

-En suivant la courbe de la figure (IV, 2), dans le cas où un écoulement peut avoir lieu. On constatera que il y'a toujours deux solutions pour les profondeurs d'eau, h_1 et h_2 , pour un débit constant et une valeur quelconque de charge spécifique, H_s .

-Les deux profondeurs h_1 et h_2 on les appelle les profondeurs correspondantes ou les profondeurs conjuguées ($h_1 < h_{cr} < h_2$), toutes les deux indiquent les différents régimes d'écoulement, soit :

- $h > h_{cr}$, Régime fluvial ;
- $h < h_{cr}$, Régime torrentiel ;
- $h = h_{cr}$, Régime critique.

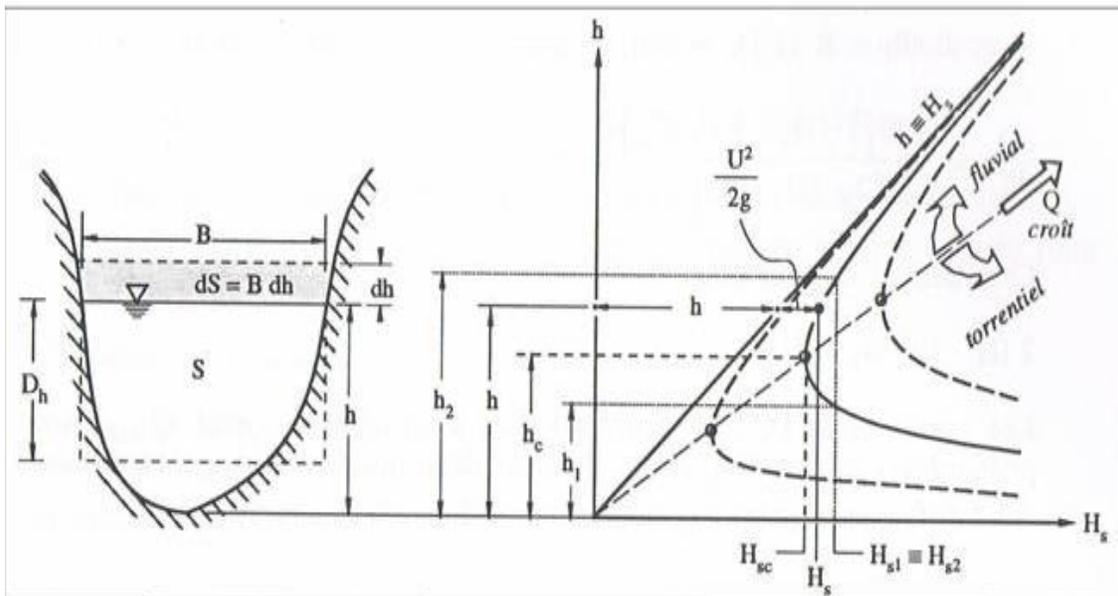


Figure (IV,3): Courbe d'énergie spécifique $H_s=f(h)$, $Q=Cte$.

S'il y a variation de débit (Q), les courbes correspondantes ont la même forme et s'emboîtent les uns dans les autres en s'éloignant de l'origine quand le débit augmente (voir Figure: IV, 3).

5.4-Courbe de débit:

Pour une charge spécifique, H_s , donnée. L'équation(IV.12) donne l'évolution de débit en fonction de la profondeur d'eau (h) comme suit:

$$Q = S\sqrt{2g(H_s - h)} \dots \dots \dots (IV. 16).$$

Chapitre IV : Calcul hydraulique

À partir de la courbe (figure VI.3), on obtient :

* pour $h=0$, $Q=0$;

* pour $h=H_s$, $Q=0$.

De plus, la courbe a un maximum, Q_{max} , pour:

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{2g(H_s - H) \left(\frac{dS}{dh}\right) - gS}{\sqrt{2g(H_s - h)}} = 0 \dots \dots \dots (IV.17)$$

Avec: $\frac{dS}{dh} = B$ et $D_h = \frac{S}{B}$, en écrit:

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{g * B(2(H_s - h) - D_h)}{\sqrt{2g(H_s - h)}} = 0 \dots \dots \dots (IV.18)$$

$$\frac{dQ}{dh} = 0 \text{ , si } 2(H_s - h) - D_h = 0 \dots \dots \dots (IV.19)$$

Les valeurs de h et D_h , qui correspondent à un débit maximal (Q_{max}) sont les profondeurs critiques h_c et D_{hcr} . Pour un débit inférieur à Q_{max} , on retrouve les deux différents régimes d'écoulement (voir les figures: IV, 3 et IV, 4).

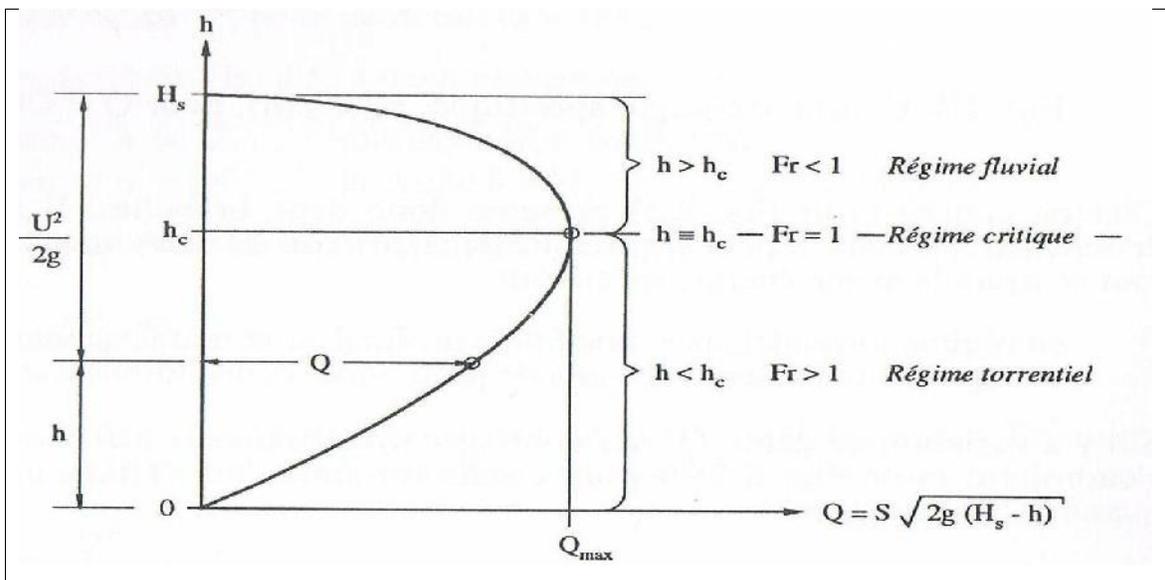


Figure (IV, 4): Courbe des débits $Q=f(h)$, pour $H_s=Cte$.

Chapitre IV : Calcul hydraulique

5.5-La profondeur critique h_c :

La profondeur critique, h_c , d'un canal est la profondeur d'eau à laquelle :

*L'énergie spécifique est minimal (H_{scr}) pour un débit donné (voir Figure: IV, 2);

*Le débit est maximum (Q_{max}) pour une énergie spécifique donné (voir Figure: IV, 3).

À partir de la notion de l'énergie spécifique, cité précédemment :

Il s'ensuit que l'équation (IV.19) s'écrit :

$$2(H_{Sc} - h_c) = D_h \dots \dots \dots (IV. 20)$$

Et, en utilisant l'équation (IV.16), le débit maximal (Q_{max}) est donné par:

$$Q_{max} = S\sqrt{gD_h} \dots \dots \dots (IV. 21)$$

La vitesse moyenne correspondant à la profondeur hydraulique critique ($D_{h,cr}$) est:

$$U_c = \sqrt{gD_{hc}} \quad \text{ou} \quad \frac{U_c^2}{2g} = \frac{D_{hc}}{2} \dots \dots \dots (IV. 22)$$

En régime critique, donc la charge cinétique est donc égale à la moitié de la profondeur hydraulique.

L'équation (IV.22) peut aussi être écrite ainsi:

$$\frac{U_c}{\sqrt{g * D_{hc}}} = 1 \dots \dots \dots (IV. 23)$$

L'équation (IV.23) est la définition du nombre de Froude en régime critique ($Fr=1$)

Pour un canal rectangulaire l'équation

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{g * B(2(H_s - h) - D_h)}{\sqrt{2g(H_s - h)}} = 0 \dots \dots \dots (IV. 24)$$

Avec: $D_{hc}=h_c$ on aura $\frac{U_c}{\sqrt{g*h_c}} = 1$

5.6-La pente critique:

La pente critique, pour un débit donné, est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime uniforme critique, autrement dit la pente ou le débit s'écoule sous un minimum de charge. [LENCASTRE 2008].

En utilisant la formule de Chézy en régime critique:

Chapitre IV : Calcul hydraulique

$$Q = S_{cr} * C * \sqrt{R_h * J_c} \dots \dots \dots (IV. 25)$$

De plus, en régime critique le nombre de Froude est égale à 1, avec l'équation de continuité de débit, l'équation (IV.23) devient:

$$\frac{C^2 * S_c^2 * R_h * J_c}{S^2 * g * D_{hc}} = 1 \dots \dots \dots (IV. 26)$$

Avec, la profondeur hydraulique, $D_h = \frac{S}{B}$ on écrit:

$$J_c = \frac{g * S}{C^2 * B * R_h} \dots \dots \dots (IV. 27)$$

5.7-Ecoulement dans une courbe:

Une courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement.

Si le débit (Q) reste constant à travers la courbe, la vitesse moyenne (U) ainsi que la surface (S) restent constantes. La répartition de la profondeur h(y), donne toutefois une pente transversale et provoque une surélévation (z) sur le bord extérieur (voir figure: IV, 4).

En utilisant la méthode proposé par *Kozeny(1953)* pour les écoulements turbulent, la surélévation (z) se calcul par la relation suivante:

$$z = \frac{U_a^2}{2g} \left[\frac{r_0}{r_1} - \frac{r_0}{r_2} \right] \dots \dots \dots (IV. 28)$$

Avec : $U_a=U$, pour $r=r_0$ (cela implique que la vitesse axial (U_a) se confonde à peu près avec la vitesse moyenne (U).

Étant donné : $B= r_2-r_1$ est la largeur de la courbe, on aura:

$$z = \frac{B r_0}{r_1 * r_2} \left[\frac{U^2}{2g} \right] \dots \dots \dots (IV. 29)$$

Si la largeur (B) est faible devant le rayon de courbure (r_0) on peut écrire:

$$z = \frac{B}{r_0} * \frac{U^2}{2g} \dots \dots \dots (IV. 30)$$

Le profil transversal de la surface d'eau est convexe, ceci donne:

$$z_1 = \frac{U_a^2}{2g} * \left[1 - \frac{r_0}{r_2} \right] \quad \text{et} \quad \Delta z_2 = \frac{U_a^2}{2g} \left[\frac{r_0}{r_1} - 1 \right] \dots \dots \dots \text{(IV.31)}$$

La surélévation ($z = z_1 + z_2$) donnée par l'équation (IV.28) est la valeur maximale ($z = z_{\max}$) la surélévation est généralement atteinte pour un écoulement fluvial, $Fr < 1$, à l'entrée de la courbe et pour un écoulement torrentiel, $Fr > 1$, vers la sortie de la courbe.

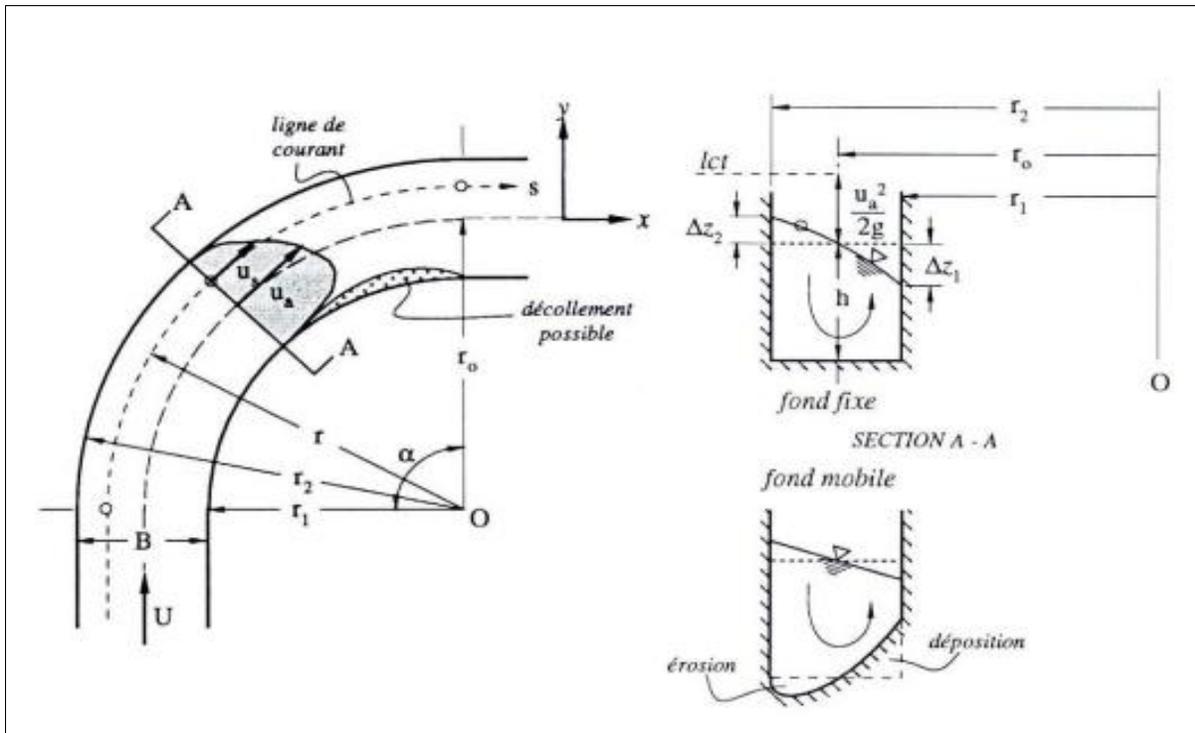


Figure (IV, 5): Ecoulement dans une courbe.

5.8-Calcul de la ligne d'eau:

5.8.1-Equation de la surface libre:

L'équation de la surface libre est de déterminer la position et la forme (h_x), de la surface libre pour un débit(Q) et une forme géométrique de section (S) donnés.

En se basant sur l'équation d'énergie:

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \dots \dots \dots \text{(IV.32)}$$

Et sur l'équation de continuité:

$$Q = U \ S \dots \dots \dots \text{(IV.33)}$$

Chapitre IV : Calcul hydraulique

En remplaçant l'équation (IV.33) dans l'équation (IV.32) et en dérivant par rapport à d_x , on obtient :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{S} \right)^2 + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots \dots \dots \text{(IV.34)}$$

Par définition (en utilisant une relation de CHEZY) on a:

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \text{ et } \frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2 * R_h} \text{ avec: } J \text{ est la pente énergétique.}$$

On écrit :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{S} \right)^2 + \frac{dh}{dx} - J_f = -J_e = -\frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2 * R_h} \dots \dots \dots \text{(IV.35)}$$

L'équation différentielle précédente, s'écrit comme suit :

$$\frac{dh}{dx} = J_f - \frac{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2 * R_h * J_f}}{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{g * B}} \dots \dots \dots \text{(IV.36)}$$

Afin de procéder aux calculs et à la construction de la surface libre, on fait une l'intégration à l'équation IV.31. Pour cela, en suite, on peut distinguer trois méthodes :

- 1- La méthode par approximation successive ;
- 2- La méthode par intégration directe ;
- 3- La méthode par intégration graphique.

Remarque :

Pour notre étude, le calcul sera effectué à l'aide du logiciel **HEC-RAS** (version 4.00), dont le principe est basé comme suite.

6-Principe fonctionnement du logiciel HEC-RAS (version 4.00 Marsh 2008):

Le système de modélisation *HEC-RAS* est un logiciel d'hydraulique fluviale intégrant une panoplie de techniques de calcul hydraulique en régime, fluvial et torrentiel, ainsi que le transport solide et la simulation de phénomènes d'érosion-sédimentation et autres (comme l'envasement de barrages, le transport de polluants, le dimensionnement d'ouvrages d'aménagements de protection contre les inondations etc...). Il a été développé en tant que partie intégrante d'un ensemble de logiciels dédiés aux études hydrologiques et hydrauliques, permettant de simuler les

Chapitre IV : Calcul hydraulique

écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Centre de l'Engineering Hydrologique des USA (*Hydrologic Engineering Center*) dans le cadre du projet *NextGen*. Ce projet englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : simulation pluie-débit, hydraulique fluviale, simulation des systèmes des réservoirs, analyse des dommages d'inondation, prévision des crues pour la conception des réservoirs et autres.

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

L'application du modèle HEC-RAS a été faite sur une partie de l'oued BOUREAH c'est à dire une longueur de 8310 m, cette longueur est partagée en deux tronçons de 3315 m et 4995 m.

L'autre partie de l'oued (4777 m) est calculée manuellement (Formule de MANNING-STRICKLER).

6.1-Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS:

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons d'oued considérés :

1-Les données géométriques relatives à chaque section :

-le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;

-les coefficients de rugosité lits mineur et majeur;

-les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, rive droite, axe du lit mineur;

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

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

Les sources et le choix judicieux de toutes ces données sont présentés en détails dans la partie calcul.

6.2-Les données géométriques du réseau hydrographique:

Les données géométriques nécessaires consistent à l'établissement de la connectivité de l'information pour le système hydrographique (schéma du réseau de tronçon de l'oued).

La saisie des données géométriques se fait en deux étapes distinctes :

1. Le traçage du schéma de système hydrographique. Ce schéma est un diagramme représentatif du réseau hydrographique d'une manière plus au moins réelle. Il est tracé tronçon par tronçon de l'amont vers l'aval (dans le sens d'écoulement positif).

Chapitre IV : Calcul hydraulique

2. La saisie des données pour les profils en travers du cours d'eau.

Ces données incluent :

***Les coordonnées X et Y du profil en travers :** chaque point de section doit être identifié par sa distance par rapport à un point de référence et par son élévation.

***Les distances à la section suivante :** c'est la longueur décrivant la distance entre la section courante et la section en aval. Ces distances sont définies pour la rive gauche, le lit mineur et la rive droite.

***Les valeurs de rugosité n de Manning :** la valeur du coefficient de rugosité de Manning n doit être indiquée pour la rive gauche, le lit mineur et la rive droite.

***Stations des berges du lit mineur :** Les stations des berges du lit mineur sont employées pour définir quelle partie de la section est considérée comme lit mineur.

***Coefficients de Contraction et d'Expansion :** Les coefficients de contraction et d'expansion sont utilisés pour évaluer la quantité de perte d'énergie qui se produit en raison d'une contraction ou d'une expansion d'écoulement.

6.3-Estimation de la rugosité n de Manning:

Les valeurs de rugosité choisies pour le lit (lit mineur) et les terrasses d'inondations (lit majeur) de l'oued sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur) pour toute variable hydraulique ou hydrologique du modèle hydraulique étudié. Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas de règle solide et précise permettant à l'ingénieur hydraulicien de définir avec exactitude (avec un degré de confiance élevé) la valeur de n pour une situation hydraulique donnée. Les facteurs qui affectent la rugosité des lits d'oued comprennent :

- Matériaux de lits et dimension moyenne de particules solides.
- Irrégularités des surfaces des lits d'oued.
- Formes des lits d'oued (comme les rides, dunes, chutes et autres).
- Caractéristiques d'érosion et de sédimentation.
- Tendances à la formation de méandres.
- Obstacles à l'écoulement (arbres déracinés, souches d'arbres, remblais et autres).
- Changement dans la géométrie entre les sections d'oueds.
- Végétation sur les terrasses d'inondations et le lit mineur de l'oued.

Il est vraiment très difficile de tenir compte de tous ces paramètres dans une seule et unique valeur représentant le coefficient de rugosité de Manning. Pour estimer le coefficient n des

Chapitre IV : Calcul hydraulique

terrasses d'inondations, l'ingénieur hydraulicien se base généralement sur les valeurs relatives à la végétation, l'occupation des sols ou les deux ensembles.

6.4-Simulation de l'Oued BOUREAH à son état naturel:

Dans les projets d'aménagement contre les inondations des villes. Une étude de simulation de l'oued à son état naturel pour des crues fréquentiels s'impose, cela pour déterminer les points de disfonctionnement (débordement) ou en général la délimitation de la zone inondable, afin d'envisager les solutions les plus adéquate pour le projet de protection.

Dans notre cas on a recours à la simulation hydraulique de notre oued au logiciel HEC-RAS.

Oued BOUREAH a une longueur de 13087m, il est décomposé en trois tronçons :

- Tronçon **A** : l'Oued traverse des terres agricoles;
- Tronçon **B** : l'Oued traverse des espaces urbanisés;
- Tronçon **C** : l'Oued traverse des terres agricoles.

(Voir annexe N°10)

La valeur de rugosité de MANNING (n) est choisie selon la nature et le type de sole, notre Oued est caractérisé par son état naturel (non aménagé), un élargissement de moins de 30m, pierres et la mauvaise herbes est plus nombreuse. Ce qui nous donne un n égale à $0.033 \text{ s/m}^{1/3}$.

Les résultats de la simulation HEC-RAS à l'état naturelle des tronçons (**A**) et (**C**) sont résumés dans les tableaux. (**Voir annexes N°4 et N°5**).

Remarque:

Vu que le tronçon(**B**) passe au milieu de la ville. Alors, il est canalisé par des collecteurs de diamètres 1000 mm et 1200 mm, mais en l'absence d'ouvrages d'engouements.

Commentaire :

Pour des crues centennales, On constate que l'Oued BOUREAH déborde sur toute sa longueur et même les canalisations qui traversent la ville ne suffisent pas pour évacuées cette crue, cela engendre des submersions au niveau des terres agricoles et des inondations dans la ville de ROUIBA.

7-Aménagement hydraulique:

Après consultation de site, les données récoltées et avec les résultats obtenus, on propose deux variantes d'aménagement, afin de protéger la ville de ROUIBA des inondations et évité une submersion des terres agricoles.

Chapitre IV : Calcul hydraulique

N.B: Comme on l'a cité auparavant, une partie de notre oued passe au milieu de la ville, alors, nous sommes obligés d'aménager le tronçon(B) par un canal rectangulaire en béton armé (sous forme de dalot) et pour les deux autres tronçons (A) et (C), on propose les variantes suivantes:

7.1-Les variantes de protections se présentent comme suit:

***Première variante :** Aménagement avec un canal trapézoïdale (à ciel ouvert) en gabion ;

***Deuxième variante:** Aménagement avec un Canal trapézoïdale en béton armé.

7.1.1-Première variante d'aménagement:

On propose comme première variante un aménagement de l'oued avec un canal trapézoïdal en gabion (re-calibrage).

7.1.1.1-Choix des paramètres de dimensionnement:

a- La pente de projet:

Le choix de la pente de projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique, car elle a une influence directe sur la vitesse et le régime d'écoulement, c'est-à-dire qu'il faut choisir la pente d'une façon à avoir des vitesses inférieures aux vitesses admissibles (limites d'érosion).

a.1- Tronçons (A) et (C) aménagés en gabion:

On constate que les pentes de terrain naturelle sont faibles avec des vitesses d'écoulement assez faibles, ce qui nous conduit à maintenir nos pentes naturelles, sauf sur certains profils les vitesses d'écoulement sont supérieures aux vitesses limites ce qui nous contraint au reprofilage du lit d'Oued dans ces profils pour avoir des vitesses d'écoulement acceptables.

a.2- Tronçon (B) aménagé en béton armé:

Dans cette partie on a fixé la valeur de la pente à 0.026 qui est proche de la pente naturelle pour que les conditions aux limites soient vérifiées.

b- Choix de la valeur du coefficient de rugosité n (Manning):

Comme on a opté pour une section trapézoïdale en gabion avec un lit en pierres (Tronçon A et C), le coefficient de rugosité n égale à $0.030 \text{ s/m}^{1/3}$ (valeur des projets d'aménagement en gabion). Et pour le tronçon B (aménagement en béton armé), le coefficient de rugosité n égale à $0.013 \text{ s/m}^{1/3}$.

7.1.1.2-Dimensionnement:

a- Tronçons (A) et (C) aménagés en gabion:

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Fruit de talus $m = 1.2$ (calcul de stabilité).

Les résultats de simulation des tronçons (A) et (C) sont résumés dans les tableaux. (**Voir annexes N°6 et N°7**)

Chapitre IV : Calcul hydraulique

b- Tronçon (B) aménagé en béton armé (dalot):

Les caractéristiques du canal type dalot sont :

Fruit de talus $m = 0$ (rectangulaire);

Largeur du fond $b = 5\text{m}$.

Les résultats de calcul sont introduits dans le tableau suivant:

Tableau N°IV.3-Résultats de calculs de la deuxième partie (aménagement en dalot):

Profil N°	Q total (m ³ /s)	b (m)	h _n (m)	h _c (m)	h _s (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	Fr	Régime
38-90	33.386	5	1.73	1.67	0.76	0.0026	3.86	8.65	0.94	Fluvial

Dans cette partie et après consultation de terrain, on a constaté qu'il faut faire une déviation a notre oued, par ce que dans ce tronçon la ville est vraiment urbanisée (zone industrielle).

Commentaire:

Vu que la pente de projet est faible, le régime dominant tout le long de l'oued est le régime fluvial.

7.1.1.3-Travaux de terrassement:

Après avoir fait une simulation de notre oued à un canal trapézoïdale en gabion, le logiciel HEC-RAS nous a permet d'avoir les volumes du terrassement suivant:

Volume de remblai est 761 m³ ;

Volume de déblai est 361250.8m³.

On note que :

Le remblai total = $R_{\text{remblai}} * \text{Coefficient de foisonnement}$

On a un sol alluvion, ce qui nous dit que le volume de remblai augmente de 20%

Alors le coefficient de foisonnement égale à 1.2

Tableau N°IV.4-Estimation Travaux de terrassement final:

	Remblai	Déblai
Volume m ³	913.5	361250.8

7.1.1.4-Travaux de génie civil:

Notre projet a comme travaux de génie civil: deux canaux trapézoïdales en gabion de longueur 3315 m et 4995 m et un autre canal rectangulaire en béton armé de 4777m.

* Le canal trapézoïdal en gabion avec des talus de un mètre d'épaisseur et un bon pavage de fond.

* le canal rectangulaire en béton armé avec une section de 30 cm d'épaisseur.

Chapitre IV : Calcul hydraulique

7.1.1.5-Devis de la première variante:

A partir des volumes des travaux on peut conclure un devis estimative pour la première variante :

Tableau N°IV.5-Devis de la première variante:

Travaux d'aménagement	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	361250.8	450,00	162562860,00
Remblai	m ³	913.2	1500,00	1369800,00
Gabion	m ³	49246	2500,00	123115000,00
Béton armé	m ³	16853.5	30000,00	505605000,00
Montant total				792652660,00

7.1.2-Deuxième variante d'aménagements:

On propose comme deuxième variante, un aménagement de l'oued avec un canal trapézoïdal en béton armé.

7.1.2.1-Choix des paramètres de dimensionnement:

a- La pente de projet:

Le choix de la pente de projet est comme celle choisies à la variante précédente.

b- Choix de la valeur du coefficient de rugosité n de Manning:

Comme on a opté pour une section trapézoïdale en béton armé, le coefficient de rugosité, **n** égale à 0.013 s/m^{1/3}.

VI.7.1.2.2-Dimensionnement:

a- Tronçons (A) et (C) aménagés en béton armé (canal trapézoïdale):

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Fruit de talus $m = 0.577$ (Section plus avantageuse);

Les résultats de simulation des tronçons (A) et (C) sont résumés dans le tableau. (**Voir annexes N°8 et N°9**).

b- Tronçons (B) aménagés en béton armé (dalot):

Les caractéristiques du canal type dalot sont :

Fruit de talus $m = 0$ (rectangulaire);

Largeur du fond $b = 5$ m.

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Les résultats de calcul sont introduits dans le tableau suivant:

Tableau N°IV.6-Résultats de calculs de la deuxième partie (aménagement en dalot):

Profil N°	Q total (m ³ /s)	b (m)	h _n (m)	h _c (m)	h _s (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	Fr	Régime
38-90	33.386	5	1.73	1.67	0.76	0.0026	3.86	8.65	0.94	Fluvial

Dans cette partie, les calculs et les remarques sont comme la première variante.

Commentaire:

Dans le tronçon (A) le régime torrentiel est le plus dominant que les autres régimes (fluvial et critique), dans le tronçon (C) c'est le régime fluvial qui domine et pour le tronçon (B), on a maintenu le régime fluvial.

7.1.2.3-Travaux de terrassement :

Après avoir fait une simulation de notre oued à un canal trapézoïdale en gabion, le logiciel HEC-RAS nous a permis d'avoir les volumes du terrassement suivant:

Volume de remblai est 4144 m³ ;

Volume de déblai est 293222.6 m³.

On note que:

Le remblai total = R_{remblai} * Coefficient de foisonnement

On a un sol alluvion, ce qui nous dit que le volume de remblai augmente de 20%

Alors le coefficient de foisonnement égale à 1.2

Tableau N°IV.7-Estimation Travaux de terrassement final:

	Remblai	Déblai
Volume m ³	4972.8	293222.6

7.1.2.4-Travaux de génie civil:

Notre projet a comme travaux de génie civil: deux canaux trapézoïdale en béton armé de longueur 3315 m et 4995 m et un autre canal rectangulaire en béton armé de 4777m.

* Le canal trapézoïdal avec des sections (talus et radier) de 20 cm d'épaisseur.

* le canal rectangulaire en béton armé avec une section de 30 cm d'épaisseur.

7.1.2.5-Devis de la deuxième variante:

A partir des volumes des travaux on peut conclure un devis estimative pour la deuxième variante :

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Tableau N°IV.8-Devis de la deuxième variante:

Travaux d'aménagement	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	293222.6	450,00	131950170,00
Remblai	m ³	4972.8	1500,00	7459200,00
Béton armé	m ³	38570.96	30000,00	1157128800,00
Montant total				1296538170,00

Conclusion:

Après traitement des données, en tenant compte de l'analyse hydraulique et l'analyse comparative des deux variantes proposées, on a opté à la première variante (aménagement par gabionnage).

Notre choix à cette variante est basé sur les avantages suivant:

- Un cout moins cher que la deuxième variante;
- Bon paramètres hydraulique (régime fluvial) ;
- La recharge artificielle de la nappe (échange oued et nappe);
- Une adaptation à notre sol.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion général

Au terme de ce travail, on peut conclure que le risque d'inondation oblige à être particulièrement vigilant sur un certain nombre de points et à disposer de données assez précises quant aux conditions climatiques et topographiques. On notera aussi que la protection des sites urbains et agricoles contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

Le calcul des débits de crue est calculé par des méthodes empiriques et statistiques pour une période de retour de 100 ans, cela permettra l'estimation des débits maximaux afin d'assurer une bonne protection.

Aux cours de notre étude, les contraintes les plus difficiles, c'est qu'une partie de notre oued passe au milieu d'une zone très urbanisée, ce qui nous oblige a changé le tracé de l'oued dans cette partie.

L'utilisation de logiciel HEC-RAS nous a permis de bien connaitre le comportement du cours d'eau et aussi la détermination des points noirs; comme , il nous a permis de simuler notre oued en deux variantes (en gabion et en béton armé avec des sections trapézoïdales). Pour une étude technico-économique, nous avons optés pour un aménagement par gabionnage.

En définitive, pour bien assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, nous espérons que les travaux d'entretiens et de maintenances seront pris en vigueur.

Référence bibliographique :

1) ABAEV L. (1981).Écoulement à surface libre, Polycop. Edition ENSH.

2) DEGOUTTE G. (2006). Diagnostic, aménagement et gestion des rivières. Edition TEC et DOC Lavoisier.

3) GRAF W, ALTINAKAR S. (2000).Hydraulique fluviale : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple.

4) LEDOUX B. (2006). La gestion du risque inondation. Edition TEC et DOC, 11 rue Lavoisier-Paris.

5) LENCASTRE A. (2008).Hydraulique générale, université nouvelle Lisbonne,Portugal. Edition EYROLLES.

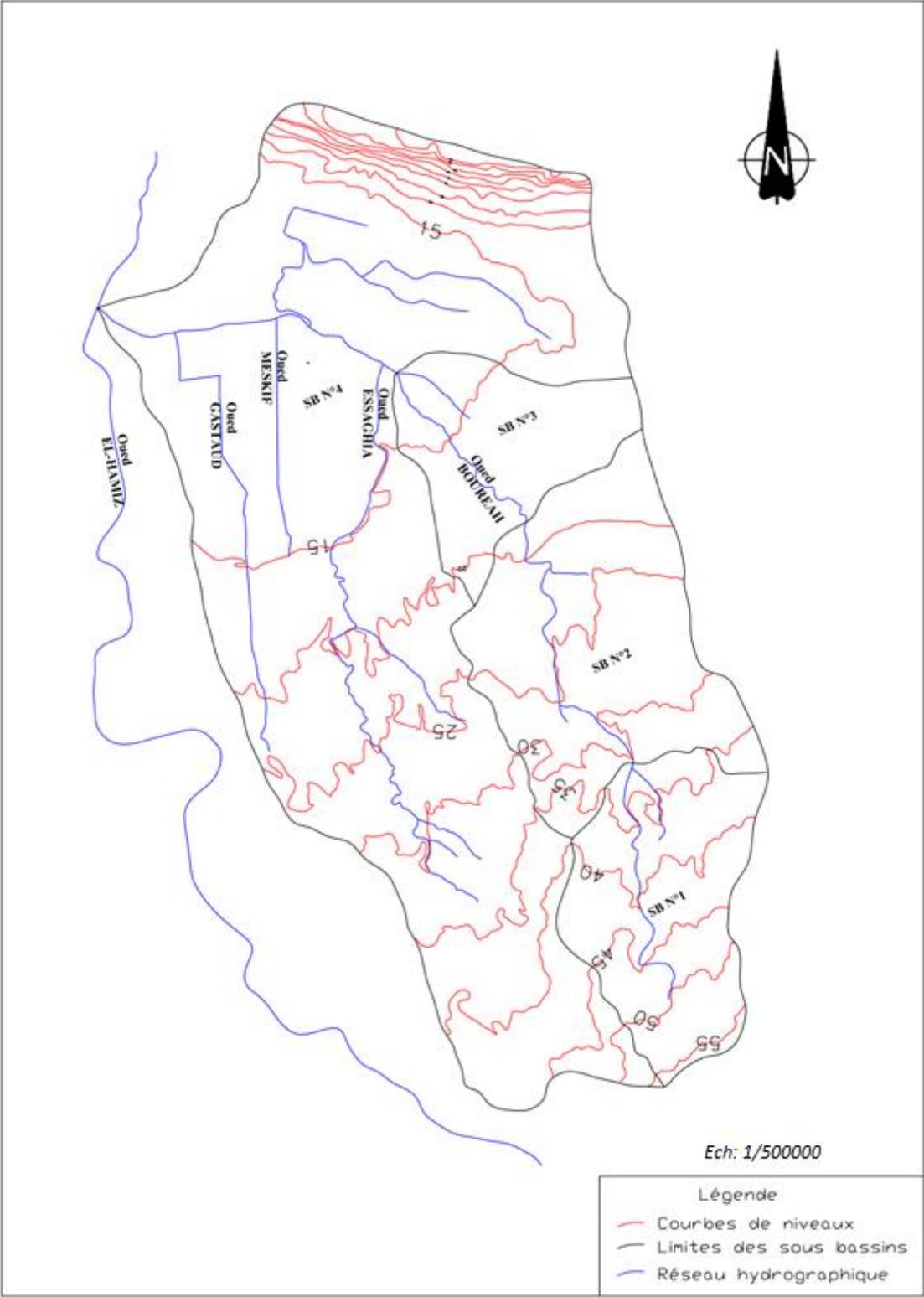
6) MERABET A.(2006). Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations. Mémoire de Magister. Université de Sidi Bel Abbés.

7) SALOMON J-N.(1997). L’homme face aux crues et aux inondations. Presses Universitaire deBordeaux.

8) TOUAIBIA B. (2004). Manuel pratique d’hydrologie. Edition MADANI. Blida, ALGERIE.

ANNEXES

Annexe N°1- Caractéristiques hydrographiques.



Annexe N°2- La série pluviométrique de la station de REGHAIA.

Années	sept	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	P _{max,i} (mm)
1973	98.5	26.4	17.2	43.7	33	35	87	18.7	0.2	9.5	0.6	0	98.5
1974	11.3	47.7	40.2	13	14	26	18.8	11	19.6	18.1	0	0	47.7
1975	3.8	9.6	42.2	30.3	36	31	10.5	9.3	14.3	5.2	21	11.8	42.2
1976	8.3	26	26.3	21.2	14	20	15.2	36	22.4	3	0	0	36
1977	0	5.6	32.5	3	38	11	21.7	71.7	24.1	0.7	0	0	71.7
1978	5.9	44.2	41	21.9	18	26	48.2	9.7	2.5	3.9	0	1.7	48.2
1979	40.3	11.9	53	33.6	30	13	30.7	51.4	11	1.5	0	0	53
1980	0	16.4	34	48.2	17	13	12	13	22.2	2.3	0	18.9	48.2
1981	2.3	22.6	10.4	19.8	33	24	16	6.9	15.8	16.5	0	3.5	33.2
1982	41.6	31.6	63.5	26.9	1.6	37	18.4	6.4	2.8	0	7.8	1.4	63.5
1983	1	20.5	19.7	34.5	46	22	12.2	12	38	13.5	0	0	46.3
1984	17.5	101	12.5	31.9	28	13	34.3	2.5	30.8	0	0	0	101.4
1985	19.3	18.6	34.4	19.6	14	22	31.5	14.1	0.7	11	11	2.6	34.4
1986	37.3	6.9	38.4	36.1	27	44	3.5	0	2	17.8	1.2	0	44
1987	24.2	19.7	41.2	14.4	18	8.5	34	15	8.4	20.4	0.7	0	41.2
1988	31.3	1.9	38.5	25.7	8.5	9.1	4.5	10.4	0	0	0.2	0	38.5
1989	7.9	12.5	9.7	6.6	2.9	0	6.3	14.8	9.5	4.6	14	0	14.8
1990	0.5	28	16.2	19.3	20	20	10.4	15	11.7	7.6	0	0.4	28
1991	40.6	24.4	25.5	3.1	49	17	17.4	30.4	28.6	10.1	3.7	0	48.8
1992	2.7	42.9	94.8	20.7	14	23	4	13.4	14.7	0.4	2.1	0	94.8
1993	26.6	15.8	28.3	23	34	16	0.3	18.4	2.9	0	0	0	34
1994	14.2	26.9	30.6	28.8	45	33	27.8	11.2	0	16.2	0	20.4	45.2
1995	12.4	40.8	9.8	22	25	21	18	49.2	10.7	50.8	1.2	1.7	50.8
1996	21.9	44	12	4.3	12	8.5	11.9	43.4	6	6.8	2.6	22.2	44
1997	64	15.9	34.1	51	20	37	22.2	32.6	59.6	6.1	0	0.9	64
1998	5.3	23.8	24.4	26.6	38	44	22.3	9.1	0.6	4	0	4.6	43.7
1999	23	29.6	40.3	35.9	9	7.3	36.8	8	37.3	1.1	0	0	40.3
2000	5.5	25.2	22.4	14.6	32	25	0	13.1	3.4	0	0	0	31.5
2001	19.6	13.8	49	21.2	14	2.9	11.7	6.6	9.1	0	1.2	8.4	49
2002	11.8	22.5	37.6	30	45	25	12	32.3	4.4	0	0	0	45.2
2003	23.5	13.5	13	20.7	47	21	40.6	23.5	77.4	0	0	0	77.4
2004	3.1	21	53	52.4	32	19	16.9	10.2	1.2	0	0	0	53
2005	8	24.6	44	25.3	26	28	16	1.9	105	0.6	0	5.9	105.3
2006	20.5	5.3	10.3	37.1	6	14	23.4	24.2	9.8	2.7	5	0	37.1
2007	29.8	36.4	60.8	27.2	5	7	10.8	4.8	25.3	2.4	8.3	0	60.8
2008	12.5	17.1	35.8	31.4	22	9.2	16.1	23.3	5.1	0	0	0	35.8
2009	62.3	6	53.2	38.1	28	14	48.6	23.8	18.8	2.9	2.3	20.9	62.3
2010	9.4	32.5	22.6	24.2	23	62	30.3	22	32.6	9.4	0	0	62.2
2011	26.4	14	46	19.4	29	52	29	42	11.7	0.4	0	55.2	55.2
2012	3	41.2	25.3	13	30	27	15	26.7	84.3	7.4	0	8.8	84.3

Annexe N°3- Test de Mood:

Ordre	$P_{\max,j}(\text{mm})$	Signes	$P_{\max,j}(\text{mm})$	Signes
1	105.3	+	98.5	+
2	101.4	+	47.7	-
3	98.5	+	42.2	-
4	94.8	+	36	-
5	84.3	+	71.7	+
6	77.4	+	48.2	+
7	71.7	+	53	+
8	64	+	48.2	+
9	63.5	+	33.2	-
10	62.3	+	63.5	+
11	62.2	+	46.3	-
12	60.8	+	101.4	+
13	55.2	+	34.4	-
14	53	+	44	-
15	53	+	41.2	-
16	50.8	+	38.5	-
17	49	+	14.8	-
18	48.8	+	28	-
19	48.2	+	48.8	+
20	48.2	+	94.8	+
21	47.7	-	34	-
22	46.3	-	45.2	-
23	45.2	-	50.8	+
24	45.2	-	44	-
25	44	-	64	+
26	44	-	43.7	-
27	43.7	-	40.3	-
28	42.2	-	31.5	-
29	41.2	-	49	+
30	40.3	-	45.2	-
31	38.5	-	77.4	+
32	38	-	53	+
33	37.1	-	105.3	+
34	36	-	37.1	-
35	35.8	-	60.8	+
36	34.4	-	35.8	-
37	34	-	62.3	+
38	33.2	-	62.2	+
39	31.5	-	55.2	+
40	14.8	-	84.3	+

Annexe N°4- Résultat de la simulation HEC-RAS de l'état naturelle de tronçon (A).

Profile N°	Q Total (m ³ /s)	Cote de fond (m)	Cote Hn (m)	Cote hs (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	Fr	Observation
P 1	15.74	48	49.36	49.52	0.0033	1.88	9.39	10.14	0.54	Débordé
P 2	15.74	47	48.76	49.1	0.0088	2.67	6.61	10.32	0.83	Débordé
P 3	15.74	46	47.56	48.05	0.0146	3.21	5.5	9.42	1.06	Débordé
P 4	15.74	46	47.08	47.43	0.0087	2.69	6.53	10.04	0.8	Débordé
P 5	15.74	45	46.63	46.97	0.0089	2.7	6.7	9.88	0.84	Débordé
P 6	15.74	44	46.15	46.28	0.0024	1.72	10.66	10.32	0.45	Débordé
P 7	15.74	44	45.48	45.65	0.0035	1.95	9.36	10.04	0.54	Débordé
P 8	15.74	44	45.06	45.36	0.0073	2.54	7.15	10.36	0.75	Débordé
P 9	15.74	43	45.02	45.1	0.0012	1.38	13.44	9.96	0.33	Débordé
P 10	15.74	42	44.05	44.24	0.0041	2.07	8.96	10.72	0.56	Débordé
P 11	15.74	41	42.48	42.64	0.0032	1.92	9.67	10.2	0.51	Débordé
P 12	15.74	40	41.73	42.28	0.0154	3.28	4.79	4.43	1.01	Débordé
P 13	15.74	40	41.22	41.45	0.0053	2.26	8.12	10.56	0.63	Débordé
P 14	15.74	39	40.05	40.62	0.0168	3.39	5.05	10.34	1.09	Débordé
P 15	15.74	38	39.79	40.03	0.0055	2.29	7.92	10.58	0.65	Débordé
P 16	15.74	38	39.16	39.47	0.0075	2.55	6.98	10.52	0.76	Débordé
P 17	15.74	37	38.7	38.88	0.0039	2.03	8.99	10.44	0.56	Débordé
P 18	15.74	36	38.1	38.3	0.0042	2.08	8.79	10.5	0.57	Débordé
P 19	15.74	36	37.44	37.77	0.0079	2.61	6.9	10.52	0.77	Débordé
P 20	15.74	35	36.76	37.1	0.0087	2.69	6.73	10.24	0.81	Débordé

Suite

P 21	15.74	35	36.15	36.35	0.0042	2.09	8.75	10.5	0.58	Débordé
P 22	15.74	34	35.77	36.01	0.0051	2.22	8.07	11.16	0.61	Débordé
P 23	15.74	34	35.42	35.54	0.0021	1.65	11.23	10.2	0.42	Débordé
P 24	15.74	33	35.18	35.3	0.0022	1.66	11.09	10.54	0.42	Débordé
P 25	15.74	33	34.94	35.05	0.0019	1.58	11.66	10.36	0.4	Débordé
P 26	15.74	33	34.53	34.76	0.0051	2.23	8.23	10.36	0.63	Débordé
P 27	15.74	32	33.98	34.12	0.0029	1.83	10.06	10.6	0.48	Débordé
P 28	15.74	31	32.91	33.23	0.0075	2.54	6.72	10.74	0.73	Débordé
P 29	15.74	31	32.09	32.61	0.0144	3.17	4.96	4.84	1	Non débordé
P 30	15.74	30	31.42	31.73	0.0074	2.45	6.57	11.08	0.75	Débordé
P 31	15.74	29	30.81	30.99	0.0037	1.92	8.59	11.54	0.55	Débordé
P 32	33.39	28	30.49	30.71	0.0029	2.14	17.07	14.02	0.53	Débordé
P 33	33.39	28	30.2	30.39	0.0024	2.04	18.33	13.9	0.48	Débordé
P 34	33.39	27	29.88	30.03	0.0017	1.82	20.79	14.56	0.4	Débordé
P 35	33.39	27	29.66	29.84	0.0022	1.97	19.32	15	0.41	Débordé
P 36	33.39	27	29.11	29.4	0.0043	2.51	15.56	17.48	0.6	Débordé
P 37	33.39	26	28.92	29.03	0.0011	1.57	25.39	16.78	0.33	Débordé
P 38	33.39	25	28.86	28.93	0.0006	1.23	31.79	18.36	0.25	Débordé

Annexe N°5- Résultat de la simulation HEC-RAS de l'état naturelle de tronçon (C).

Profile N°	Q Total (m ³ /s)	Cote de fond (m)	Cote Hn (m)	Cote hs (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	Fr	Observation
P 90	42.89	13	15.04	15.45	0.0081	3.24	16.48	18.3	0.86	Débordé
P 91	42.89	12	14.32	14.51	0.0026	2.16	23.81	17.66	0.52	Débordé
P 92	42.89	12	14.2	14.33	0.0015	1.78	28.69	18.04	0.4	Débordé
P 93	42.89	12	14.1	14.2	0.0011	1.59	31.97	18.44	0.34	Débordé
P 94	42.89	11	14	14.1	0.0010	1.59	32.12	18.56	0.34	Débordé
P 95	42.89	11	13.9	14	0.0010	1.58	32.9	18.32	0.33	Débordé
P 96	42.89	11	13.85	13.91	0.0006	1.29	40.65	22.34	0.26	Débordé
P 97	42.89	10	13.81	13.85	0.0004	1.06	48.96	23.02	0.2	Débordé
P 98	42.89	10	13.78	13.82	0.0003	1	51.22	23.28	0.18	Débordé
P 99	42.89	10	13.75	13.79	0.0003	1.02	50.2	23.2	0.19	Débordé
P 100	42.89	10	13.71	13.76	0.0004	1.09	47.84	23.2	0.21	Débordé
P 101	42.89	10	13.68	13.72	0.0004	1.07	48.8	23.08	0.2	Débordé
P 102	42.89	10	13.65	13.69	0.0003	0.99	51.96	23.2	0.18	Débordé
P 103	42.89	10	13.62	13.66	0.0003	1.01	51.09	23.4	0.19	Débordé
P 104	42.89	10	13.59	13.63	0.0003	1.01	51.43	23.36	0.18	Débordé
P 105	97.8	10	13.38	13.56	0.0014	2.14	55.77	26.36	0.39	Débordé
P 106	97.8	9.9	13.23	13.42	0.0014	2.17	54.76	26.24	0.4	Débordé
P 107	97.8	9.9	13.13	13.3	0.0012	2.01	57.69	26.14	0.37	Débordé
P 108	97.8	9.8	13.01	13.18	0.0011	1.98	58.16	25.92	0.37	Débordé
P 109	97.8	9.7	12.86	13.05	0.0014	2.16	53.94	25.72	0.41	Débordé
P 110	97.8	9.6	12.66	12.88	0.0019	2.4	49.56	25.84	0.47	Débordé
P 111	97.8	9.4	12.48	12.7	0.0018	2.33	50.45	25.92	0.45	Débordé
P 112	97.8	9.2	12.33	12.53	0.0015	2.19	52.45	26.28	0.42	Débordé
P 113	97.8	8.9	12.23	12.39	0.0010	1.89	58.97	26.4	0.35	Débordé

Suite

P 114	97.8	8.8	12.17	12.3	0.0008	1.7	64.19	26.4	0.31	Débordé
P 115	97.8	8.7	12.06	12.21	0.0009	1.78	59.79	26.4	0.33	Débordé
P 116	97.8	8.7	11.94	12.11	0.0011	1.89	56.45	26.4	0.35	Débordé
P 117	97.8	8.5	11.85	12	0.0010	1.78	58.92	26.4	0.33	Débordé
P 118	97.8	8.5	11.76	11.91	0.0009	1.73	60.01	26.4	0.32	Débordé
P 119	97.8	8.5	11.66	11.81	0.0010	1.75	58.79	26.4	0.33	Débordé
P 120	97.8	8.5	11.54	11.7	0.0011	1.81	56.69	26.4	0.35	Débordé
P 121	97.8	8.4	11.44	11.6	0.0010	1.79	57.58	26.4	0.35	Débordé
P 122	97.8	8.4	11.35	11.5	0.0010	1.71	59.56	26.4	0.34	Débordé
P 123	97.8	8.4	11.25	11.4	0.0010	1.74	58.71	26.4	0.34	Débordé
P 124	97.8	8.4	11.15	11.29	0.0010	1.73	59.64	26.4	0.34	Débordé
P 125	97.8	8.3	11.04	11.19	0.0011	1.76	58.31	26.4	0.35	Débordé
P 126	97.8	8.2	10.94	11.09	0.0010	1.72	59.54	26.4	0.34	Débordé
P 127	97.8	8.1	10.64	10.94	0.0027	2.53	43.06	26.36	0.55	Débordé
P 128	97.8	8	10.59	10.75	0.0012	1.81	56.51	26.16	0.37	Débordé
P 129	97.8	7.9	10.45	10.62	0.0013	1.86	55	26.32	0.38	Débordé
P 130	97.8	7.9	10.32	10.49	0.0013	1.84	54.74	26.02	0.39	Débordé
P 131	97.8	7.8	10.17	10.35	0.0015	1.9	52.32	26.18	0.42	Débordé
P 132	97.8	7.8	10	10.19	0.0017	1.96	50.58	26.13	0.44	Débordé
P 133	97.8	7.7	9.79	10	0.0019	2.01	49.11	26.68	0.47	Débordé
P 134	97.8	7.6	9.56	9.8	0.0025	2.15	46.02	27.5	0.52	Débordé
P 135	97.8	7.6	8.91	9.4	0.0085	3.12	32.79	36.82	0.91	Débordé
P 136	97.8	6.5	8.75	8.94	0.0016	1.93	51.18	26.12	0.43	Débordé
P 137	97.8	6.4	8.55	8.75	0.0018	1.99	49.89	25.77	0.45	Débordé
P 138	97.8	6.2	8.21	8.5	0.0030	2.41	41.93	24.68	0.57	Débordé
P 139	97.8	5.8	6.91	7.62	0.0171	3.74	26.21	30.52	1.24	Débordé
P 140	97.8	4.8	5.9	6.35	0.0123	2.98	32.77	38.99	1.04	Non débordé

Annexe N°6- Résultat de la simulation HEC-RAS de tronçon (A) en canal trapézoïdal en gabion.

Profile N°	Q Total (m ³ /s)	b (m)	Cote de fond (m)	Cote Hn (m)	Cote Hc (m)	Cote hs (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	Fr	Régime
P 1	15.74	4	46.82	48.21	47.86	48.41	0.0039	2	7.88	7.34	0.62	Fluvial
P 2	15.74	4	46.41	47.45	47.45	47.87	0.0110	2.89	5.45	6.49	1	Critique
P 3	15.74	4	45.59	46.59	46.63	47.06	0.0127	3.04	5.17	6.39	1.08	Torrentiel
P 4	15.74	4	44.86	45.89	45.9	46.32	0.0113	2.92	5.39	6.47	1.02	Torrentiel
P 5	15.74	4	44.36	45.4	45.4	45.82	0.0109	2.88	5.47	6.5	1	Critique
P 6	15.74	4	43.4	44.86	44.44	45.04	0.0032	1.87	8.43	7.51	0.56	Fluvial
P 7	15.74	4	42.88	44.23	43.92	44.45	0.0044	2.08	7.56	7.23	0.65	Fluvial
P 8	15.74	4	42.62	43.78	43.66	44.1	0.0075	2.53	6.23	6.78	0.84	Fluvial
P 9	15.74	4	42.03	43.53	43.07	43.7	0.0030	1.81	8.68	7.6	0.54	Fluvial
P 10	15.74	4	41.32	42.55	42.36	42.83	0.0061	2.34	6.72	6.95	0.76	Fluvial
P 11	15.74	4	39.83	41.16	40.87	41.39	0.0045	2.11	7.46	7.2	0.66	Fluvial
P 12	15.74	4	39.36	40.5	40.4	40.84	0.0078	2.56	6.14	6.74	0.86	Fluvial
P 13	15.74	4	38.64	39.87	39.68	40.15	0.0060	2.33	6.76	6.96	0.75	Fluvial
P 14	15.74	4	37.82	39.05	38.86	39.33	0.0060	2.34	6.73	6.95	0.76	Fluvial
P 15	15.74	4	37.24	38.61	38.28	38.82	0.0041	2.04	7.71	7.28	0.63	Fluvial
P 16	15.74	4	36.71	37.9	37.75	38.2	0.0067	2.43	6.48	6.86	0.8	Fluvial
P 17	15.74	4	36.08	37.37	37.12	37.62	0.0051	2.21	7.14	7.09	0.7	Fluvial
P 18	15.74	4	35.48	36.86	36.52	37.07	0.0040	2.02	7.78	7.3	0.63	Fluvial
P 19	15.74	4	34.99	36.27	36.03	36.52	0.0052	2.22	7.09	7.07	0.71	Fluvial
P 20	15.74	4	34.39	35.43	35.43	35.85	0.0110	2.89	5.45	6.49	1	Critique

Suite

P 21	15.74	4	33.53	34.87	34.57	35.09	0.0044	2.1	7.51	7.21	0.66	Fluvial
P 22	15.74	4	33.05	34.55	34.09	34.71	0.0030	1.81	8.68	7.59	0.54	Fluvial
P 23	15.74	4	32.62	34.09	33.66	34.27	0.0032	1.85	8.49	7.53	0.56	Fluvial
P 24	15.74	4	32.29	33.85	33.33	34	0.0025	1.71	9.18	7.75	0.5	Fluvial
P 25	15.74	4	32.07	33.64	33.11	33.78	0.0025	1.71	9.2	7.76	0.5	Fluvial
P 26	15.74	4	31.99	33.16	33.03	33.48	0.0071	2.48	6.35	6.82	0.82	Fluvial
P 27	15.74	4	31.21	32.51	32.25	32.75	0.0050	2.18	7.21	7.11	0.69	Fluvial
P 28	15.74	4	30.48	31.5	31.52	31.94	0.0118	2.97	5.31	6.44	1.04	Torrentiel
P 29	15.74	4	29.77	30.91	30.81	31.25	0.0079	2.57	6.11	6.73	0.86	Fluvial
P 30	15.74	4	28.94	30.15	29.98	30.44	0.0063	2.38	6.62	6.91	0.78	Fluvial
P 31	15.74	4	28.07	29.46	29.11	29.67	0.0038	1.99	7.9	7.34	0.61	Fluvial
P 32	33.39	6	27.16	28.94	28.5	29.21	0.0036	2.31	14.43	10.3	0.62	Fluvial
P 33	33.39	6	26.77	28.51	28.11	28.8	0.0038	2.37	14.1	10.2	0.64	Fluvial
P 34	33.39	6	26.13	28.04	27.47	28.27	0.0027	2.1	15.87	10.6	0.55	Fluvial
P 35	33.39	6	25.93	27.69	27.27	27.97	0.0037	2.33	14.31	10.2	0.63	Fluvial
P 36	33.39	9	25.74	27.42	26.81	27.58	0.0021	1.81	18.46	13	0.49	Fluvial
P 37	33.39	9	25.2	27.28	26.27	27.38	0.0010	1.39	23.94	14	0.34	Fluvial
P 38	33.39	9	24.42	27.24	25.48	27.28	0.0003	0.96	34.88	15.8	0.21	Fluvial

Annexe N°7- Résultat de la simulation HEC-RAS de tronçon (C) en canal trapézoïdal en gabion.

Profile N°	Q Total (m ³ /s)	b (m)	Cote de fond (m)	Cote Hn (m)	Cote Hc (m)	Cote hs (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	Fr	Régime
P 90	42.89	11	11.83	13.35	12.94	13.6	0.0032	2.19	19.55	14.7	0.61	Fluvial
P 91	42.89	11	10.88	12.38	11.99	12.64	0.0034	2.23	19.25	14.6	0.62	Fluvial
P 92	42.89	11	10.41	12.04	11.52	12.25	0.0026	2.03	21.1	14.9	0.55	Fluvial
P 93	42.89	11	10.06	11.87	11.17	12.03	0.0018	1.8	23.82	15.3	0.46	Fluvial
P 94	42.89	11	9.91	11.68	11.02	11.86	0.0019	1.84	23.29	15.3	0.48	Fluvial
P 95	42.89	11	9.73	11.47	10.84	11.65	0.0021	1.89	22.73	15.2	0.49	Fluvial
P 96	42.89	14	9.3	11.42	10.3	11.5	0.0007	1.22	35.1	19.1	0.29	Fluvial
P 97	42.89	14	8.78	11.4	9.78	11.44	0.0003	0.96	44.87	20.3	0.21	Fluvial
P 98	42.89	14	8.71	11.37	9.71	11.41	0.0003	0.94	45.72	20.4	0.2	Fluvial
P 99	42.89	14	8.67	11.34	9.67	11.38	0.0003	0.93	45.88	20.4	0.2	Fluvial
P 100	42.89	14	8.63	11.31	9.63	11.35	0.0003	0.93	46.12	20.4	0.2	Fluvial
P 101	42.89	14	8.58	11.28	9.58	11.32	0.0003	0.92	46.58	20.5	0.19	Fluvial
P 102	42.89	14	8.49	11.26	9.49	11.3	0.0003	0.9	47.91	20.6	0.19	Fluvial
P 103	42.89	14	8.42	11.23	9.42	11.27	0.0003	0.88	48.84	20.8	0.18	Fluvial
P 104	42.89	14	8.37	11.21	9.37	11.25	0.0002	0.87	49.41	20.8	0.18	Fluvial
P 105	97.8	17	8.26	11.04	9.71	11.2	0.0009	1.73	56.62	23.7	0.36	Fluvial
P 106	97.8	17	8.2	10.94	9.65	11.1	0.0010	1.76	55.55	23.6	0.37	Fluvial
P 107	97.8	17	8.14	10.84	9.59	11	0.0010	1.79	54.67	23.5	0.37	Fluvial
P 108	97.8	17	8.06	10.72	9.51	10.89	0.0011	1.82	53.73	23.4	0.38	Fluvial
P 109	97.8	17	8.03	10.58	9.48	10.77	0.0013	1.91	51.24	23.1	0.41	Fluvial
P 110	97.8	17	7.86	10.47	9.31	10.65	0.0012	1.86	52.54	23.3	0.4	Fluvial
P 111	97.8	17	7.75	10.35	9.2	10.53	0.0012	1.87	52.42	23.3	0.4	Fluvial
P 112	97.8	17	7.6	10.26	9.05	10.42	0.0011	1.82	53.6	23.4	0.38	Fluvial
P 113	97.8	17	7.25	10.18	8.7	10.32	0.0008	1.62	60.2	24	0.33	Fluvial

Suite

P 114	97.8	17	7.1	10.12	8.55	10.25	0.0007	1.57	62.32	24.3	0.31	Fluvial
P 115	97.8	17	6.96	10.06	8.41	10.17	0.0007	1.53	64.13	24.4	0.3	Fluvial
P 116	97.8	17	6.93	9.99	8.38	10.11	0.0007	1.55	63.23	24.3	0.31	Fluvial
P 117	97.8	17	6.84	9.92	8.29	10.04	0.0007	1.53	63.83	24.4	0.3	Fluvial
P 118	97.8	17	6.74	9.86	8.19	9.98	0.0006	1.51	64.79	24.5	0.3	Fluvial
P 119	97.8	17	6.71	9.79	8.16	9.91	0.0007	1.53	63.75	24.4	0.3	Fluvial
P 120	97.8	17	6.67	9.72	8.12	9.84	0.0007	1.55	62.94	24.3	0.31	Fluvial
P 121	97.8	17	6.63	9.65	8.08	9.77	0.0007	1.57	62.19	24.2	0.31	Fluvial
P 122	97.8	17	6.59	9.57	8.04	9.7	0.0007	1.6	61.26	24.2	0.32	Fluvial
P 123	97.8	17	6.55	9.49	8	9.62	0.0008	1.62	60.33	24.1	0.33	Fluvial
P 124	97.8	17	6.51	9.4	7.96	9.54	0.0008	1.65	59.15	23.9	0.34	Fluvial
P 125	97.8	17	6.47	9.31	7.92	9.45	0.0009	1.69	57.88	23.8	0.35	Fluvial
P 126	97.8	17	6.43	9.21	7.88	9.36	0.0009	1.73	56.53	23.7	0.36	Fluvial
P 127	97.8	17	6.33	9.11	7.78	9.26	0.0009	1.73	56.47	23.7	0.36	Fluvial
P 128	97.8	17	6.25	9	7.7	9.16	0.0010	1.75	55.92	23.6	0.36	Fluvial
P 129	97.8	17	6.17	8.9	7.62	9.06	0.0010	1.77	55.31	23.6	0.37	Fluvial
P 130	97.8	17	6.14	8.78	7.59	8.95	0.0011	1.84	53.23	23.3	0.39	Fluvial
P 131	97.8	17	6.08	8.65	7.53	8.83	0.0012	1.9	51.52	23.2	0.41	Fluvial
P 132	97.8	17	6.02	8.49	7.47	8.69	0.0014	1.98	49.36	22.9	0.43	Fluvial
P 133	97.8	17	5.96	8.3	7.41	8.53	0.0017	2.11	46.43	22.6	0.47	Fluvial
P 134	97.8	17	5.9	8.09	7.35	8.36	0.0021	2.27	43.03	22.3	0.52	Fluvial
P 135	97.8	17	5.85	7.72	7.29	8.1	0.0036	2.72	36	21.5	0.67	Fluvial
P 136	97.8	17	5	7.11	6.44	7.4	0.0024	2.38	41.18	22.1	0.55	Fluvial
P 137	97.8	17	4.68	6.93	6.13	7.17	0.0020	2.21	44.23	22.4	0.5	Fluvial
P 138	97.8	17	4.57	6.63	6.02	6.93	0.0026	2.44	40.16	22	0.57	Fluvial
P 139	97.8	17	4.38	6.26	5.83	6.63	0.0036	2.7	36.21	21.5	0.66	Fluvial
P 140	97.8	17	4.08	5.52	5.52	6.19	0.0087	3.62	27.05	20.5	1	Critique

Annexe N°8- Résultat de la simulation HEC-RAS de tronçon (A) en canal trapézoïdal en béton armé.

Profile N°	Q Total (m ³ /s)	b (m)	Cote de fond (m)	Cote Hn (m)	Cote Hc (m)	Cote hs (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	Fr	Régime
P 1	15.74	3	46.82	48.11	48.11	48.65	0.0024	3.27	4.82	4.49	1.01	Critique
P 2	15.74	3	46.41	47.7	47.7	48.24	0.0024	3.26	4.82	4.49	1.01	Critique
P 3	15.74	3	45.59	46.46	46.88	47.82	0.0087	5.16	3.05	4	1.89	Torrentiel
P 4	15.74	3	44.86	45.66	46.15	47.31	0.0116	5.69	2.76	3.92	2.16	Torrentiel
P 5	15.74	3	44.36	45.25	45.65	46.54	0.0081	5.03	3.13	4.03	1.82	Torrentiel
P 6	15.74	3	43.4	44.21	44.69	45.82	0.0112	5.63	2.8	3.93	2.13	Torrentiel
P 7	15.74	3	42.88	43.81	44.17	44.98	0.0071	4.79	3.28	4.07	1.7	Torrentiel
P 8	15.74	3	42.62	43.86	43.91	44.46	0.0028	3.43	4.59	4.43	1.08	Torrentiel
P 9	15.74	3	42.03	43.49	43.32	43.89	0.0016	2.81	5.6	4.68	0.82	Torrentiel
P 10	15.74	3	41.32	42.21	42.61	43.49	0.0080	5.01	3.14	4.03	1.81	Torrentiel
P 11	15.74	3	39.83	40.59	41.12	42.42	0.0134	6	2.63	3.88	2.33	Torrentiel
P 12	15.74	3	39.36	40.23	40.65	41.58	0.0087	5.15	3.06	4.01	1.88	Torrentiel
P 13	15.74	3	38.64	39.47	39.93	40.98	0.0102	5.45	2.89	3.96	2.04	Torrentiel
P 14	15.74	3	37.82	38.66	39.11	40.12	0.0097	5.35	2.94	3.97	1.98	Torrentiel
P 15	15.74	3	37.24	38.17	38.53	39.33	0.0070	4.77	3.3	4.08	1.69	Torrentiel
P 16	15.74	3	36.71	37.7	38	38.72	0.0058	4.47	3.52	4.14	1.55	Torrentiel
P 17	15.74	3	36.08	37.05	37.37	38.12	0.0062	4.58	3.44	4.11	1.6	Torrentiel
P 18	15.74	3	35.48	36.45	36.77	37.51	0.0061	4.55	3.46	4.12	1.58	Torrentiel
P 19	15.74	3	34.99	36.04	36.28	36.93	0.0048	4.18	3.77	4.21	1.41	Torrentiel
P 20	15.74	3	34.39	35.45	35.68	36.31	0.0045	4.09	3.85	4.23	1.37	Torrentiel

Suite

P 21	15.74	3	33.53	34.6	34.82	35.44	0.0044	4.05	3.89	4.24	1.35	Torrentiel
P 22	15.74	3	33.05	34.06	34.34	35.02	0.0053	4.35	3.62	4.17	1.49	Torrentiel
P 23	15.74	3	32.62	33.63	33.91	34.59	0.0053	4.34	3.63	4.17	1.48	Torrentiel
P 24	15.74	3	32.29	33.67	33.58	34.13	0.0019	3	5.25	4.59	0.9	Torrentiel
P 25	15.74	3	32.07	33.62	33.36	33.97	0.0013	2.61	6.02	4.79	0.74	Torrentiel
P 26	15.74	3	31.99	33.28	33.28	33.82	0.0024	3.25	4.85	4.49	1	Critique
P 27	15.74	3	31.21	32.08	32.5	33.43	0.0086	5.14	3.06	4.01	1.88	Torrentiel
P 28	15.74	3	30.48	31.35	31.77	32.72	0.0089	5.19	3.03	4	1.9	Torrentiel
P 29	15.74	3	29.77	30.73	31.06	31.82	0.0064	4.63	3.4	4.1	1.62	Torrentiel
P 30	15.74	3	28.94	29.8	30.23	31.21	0.0092	5.27	2.99	3.99	1.94	Torrentiel
P 31	15.74	3	28.07	28.92	29.36	30.36	0.0095	5.31	2.97	3.98	1.96	Torrentiel
P 32	33.39	5	27.16	28.27	28.72	29.72	0.0062	5.35	6.24	6.28	1.71	Torrentiel
P 33	33.39	5	26.77	27.99	28.33	29.16	0.0045	4.79	6.97	6.41	1.47	Torrentiel
P 34	33.39	5	26.13	27.27	27.69	28.64	0.0057	5.19	6.43	6.31	1.64	Torrentiel
P 35	33.39	5	25.93	27.5	27.49	28.16	0.0020	3.61	9.24	6.81	0.99	Fluvial
P 36	33.39	8	25.74	27.76	26.83	27.89	0.0003	1.63	20.48	11.3	0.39	Fluvial
P 37	33.39	8	25.2	27.78	26.29	27.85	0.0001	1.24	27	12	0.26	Fluvial
P 38	33.39	8	24.42	27.79	25.51	27.83	0.0001	0.9	36.89	12.9	0.17	Fluvial

Annexe N°9- Résultat de la simulation HEC-RAS de tronçon (C) en canal trapézoïdal en béton armé.

Profile N°	Q Total (m ³ /s)	b (m)	Cote de fond (m)	Cote Hn (m)	Cote Hc (m)	Cote hs (m)	Pente (m/m)	V (m/s)	S _{mouillée} (m ²)	B (m)	Fr	Régime
P 90	42.89	10	11.83	13.12	13.12	13.71	0.0018	3.4	12.6	10.5	0.99	Critique
P 91	42.89	10	10.88	11.67	12.17	13.34	0.0091	5.72	7.49	9.91	2.1	Torrentiel
P 92	42.89	10	10.41	11.29	11.7	12.62	0.0063	5.1	8.41	10	1.78	Torrentiel
P 93	42.89	10	10.06	11.13	11.35	12.02	0.0034	4.17	10.28	10.2	1.33	Torrentiel
P 94	42.89	10	9.91	11.36	11.2	11.82	0.0013	3.01	14.23	10.7	0.83	Torrentiel
P 95	42.89	10	9.73	10.94	11.02	11.62	0.0023	3.66	11.71	10.4	1.1	Torrentiel
P 96	42.89	13	9.3	10	10.37	11.24	0.0075	4.93	8.7	12.8	1.91	Torrentiel
P 97	42.89	13	8.78	10.82	9.85	10.95	0.0002	1.6	26.89	14.4	0.37	Fluvial
P 98	42.89	13	8.71	10.8	9.78	10.93	0.0002	1.55	27.67	14.4	0.36	Fluvial
P 99	42.89	13	8.67	10.78	9.74	10.9	0.0002	1.53	27.95	14.4	0.35	Fluvial
P 100	42.89	13	8.63	10.77	9.7	10.88	0.0002	1.52	28.28	14.5	0.35	Fluvial
P 101	42.89	13	8.58	10.75	9.65	10.86	0.0002	1.49	28.78	14.5	0.34	Fluvial
P 102	42.89	13	8.49	10.74	9.56	10.85	0.0002	1.43	29.93	14.6	0.32	Fluvial
P 103	42.89	13	8.42	10.73	9.49	10.83	0.0002	1.39	30.78	14.7	0.31	Fluvial
P 104	42.89	13	8.37	10.72	9.44	10.81	0.0001	1.37	31.35	14.7	0.3	Fluvial
P 105	97.8	16	8.26	10.3	9.85	10.75	0.0007	2.96	33.07	17.4	0.68	Fluvial
P 106	97.8	16	8.2	10.21	9.79	10.67	0.0008	3.01	32.48	17.3	0.7	Fluvial
P 107	97.8	16	8.14	10.13	9.73	10.6	0.0008	3.05	32.08	17.3	0.71	Fluvial
P 108	97.8	16	8.06	10.03	9.65	10.51	0.0008	3.09	31.7	17.3	0.73	Fluvial
P 109	97.8	16	8.03	9.72	9.62	10.39	0.0014	3.63	26.95	17	0.92	Fluvial
P 110	97.8	16	7.86	9.65	9.45	10.24	0.0011	3.41	28.66	17.1	0.84	Fluvial
P 111	97.8	16	7.75	9.46	9.34	10.11	0.0013	3.58	27.34	17	0.9	Fluvial
P 112	97.8	16	7.6	9.19	9.19	9.95	0.0017	3.86	25.33	16.8	1	Critique
P 113	97.8	16	7.25	9.27	8.84	9.73	0.0008	3	32.6	17.3	0.7	Fluvial

Suite

P 114	97.8	16	7.1	9.24	8.69	9.64	0.0006	2.81	34.75	17.5	0.64	Fluvial
P 115	97.8	16	6.96	9.21	8.55	9.57	0.0005	2.67	36.63	17.6	0.59	Fluvial
P 116	97.8	16	6.93	9.14	8.52	9.52	0.0006	2.72	36.01	17.6	0.61	Fluvial
P 117	97.8	16	6.84	9.1	8.43	9.46	0.0005	2.66	36.78	17.6	0.59	Fluvial
P 118	97.8	16	6.74	9.06	8.33	9.4	0.0005	2.58	37.93	17.7	0.56	Fluvial
P 119	97.8	16	6.71	9	8.3	9.35	0.0005	2.62	37.32	17.6	0.58	Fluvial
P 120	97.8	16	6.67	8.94	8.26	9.29	0.0005	2.65	36.97	17.6	0.58	Fluvial
P 121	97.8	16	6.63	8.88	8.22	9.24	0.0005	2.67	36.68	17.6	0.59	Fluvial
P 122	97.8	16	6.59	8.82	8.18	9.19	0.0006	2.7	36.25	17.6	0.6	Fluvial
P 123	97.8	16	6.55	8.75	8.14	9.13	0.0006	2.73	35.83	17.5	0.61	Fluvial
P 124	97.8	16	6.51	8.68	8.1	9.07	0.0006	2.78	35.21	17.5	0.63	Fluvial
P 125	97.8	16	6.47	8.6	8.06	9.01	0.0007	2.84	34.5	17.5	0.64	Fluvial
P 126	97.8	16	6.43	8.51	8.02	8.94	0.0007	2.9	33.7	17.4	0.67	Fluvial
P 127	97.8	16	6.33	8.44	7.92	8.85	0.0007	2.86	34.17	17.4	0.65	Fluvial
P 128	97.8	16	6.25	8.37	7.84	8.78	0.0007	2.84	34.43	17.5	0.65	Fluvial
P 129	97.8	16	6.17	8.31	7.76	8.71	0.0006	2.82	34.74	17.5	0.64	Fluvial
P 130	97.8	16	6.14	8.21	7.73	8.64	0.0007	2.92	33.52	17.4	0.67	Fluvial
P 131	97.8	16	6.08	8.13	7.67	8.57	0.0007	2.96	33.09	17.4	0.68	Fluvial
P 132	97.8	16	6.02	8.03	7.61	8.49	0.0008	3.01	32.49	17.3	0.7	Fluvial
P 133	97.8	16	5.96	7.92	7.55	8.41	0.0009	3.09	31.61	17.3	0.73	Fluvial
P 134	97.8	16	5.9	7.81	7.49	8.33	0.0009	3.17	30.82	17.2	0.76	Fluvial
P 135	97.8	16	5.85	7.44	7.44	8.2	0.0017	3.86	25.33	16.8	1	Critique
P 136	97.8	16	5	6.08	6.59	7.8	0.0060	5.82	16.8	16.2	1.83	Torrentiel
P 137	97.8	16	4.68	6.56	6.27	7.09	0.0010	3.23	30.29	17.2	0.78	Fluvial
P 138	97.8	16	4.57	6.16	6.16	6.92	0.0017	3.86	25.33	16.8	1	Critique
P 139	97.8	16	4.38	5.89	5.97	6.74	0.0020	4.07	24.04	16.8	1.08	Torrentiel
P 140	97.8	16	4.08	5.67	5.67	6.43	0.0017	3.86	25.32	16.8	1.01	Critique

ANNEXE N°10: PLAN DE LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE DE LA VILLE DE ROUIBA. W.ALGER

