

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

DEPRTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Systèmes d'Assainissement**

### **THEME :**

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE SIDI CHAHMI  
(W.ORAN) CONTRE LES INONDATIONS**

**Présenté par :**

**M<sup>f</sup> BOUBABOURI Amine**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>me</sup> B.TOUAIBIA</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> F. AMMOUR</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A. BOUFEKANE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. DJELLAB</b>	<b>M C.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> A. AMMARI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. MEDDI</b>	<b>Professeur</b>	<b>Promoteur</b>

Juillet- 2012

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

**DEPRTEMENT GENIE DE L'EAU**

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

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

**Option : Conception des Systèmes d'Assainissement**

### **THEME :**

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE SIDI CHAHMI  
(W.ORAN) CONTRE LES INONDATIONS**

**Présenté par :**

**M<sup>f</sup> BOUBABOURI Amine**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>me</sup> B.TOUAIBIA</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> F. AMMOUR</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A. BOUFEKANE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. DJELLAB</b>	<b>M C.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> A. AMMARI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. MEDDI</b>	<b>Professeur</b>	<b>Promoteur</b>

Juillet- 2012

# **Remerciement**

*Je remercie tout d'abord ALLAH le Tout Puissant pour m'avoir permis  
d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail.*

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé pour élaborer ce mémoire  
de fin d'étude.*

*Toute ma gratitude pour mon promoteur Mr M.MEDDI, pour ses judicieux  
conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont suivi durant  
mon cycle d'étude particulièrement Mme F.DERNOUNI, Mr AMMARI, Mr  
BOUFEKANE, Mm B.TOUAIBIA pour leurs conseils judicieux.*

*Je tiens à remercier l'ensemble du service d'assainissement de la DHW .Oran  
pour leur aide et sur tout Mr BELARBI Mr Semail.*

*Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste  
travail.*

**Merci**

## DEDICACE

*A ma formidable mère qui m'a toujours soutenue, qui m'a toujours encouragé qui n'a jamais cessé de croire en moi.*

*A mon très cher père qui a toujours su me donner les meilleurs conseils pour ma réussite.*

*A ma grande sœur Fatima, qui m'a toujours encouragé à qui je souhaite beaucoup de réussite.*

*A mon grand frère Khaled et mes deux oncles Djamel et Khaled qui m'ont soutenue depuis mon enfance, qui n'ont jamais cessé de m'encouragés.*

*A ma Petite sœur Rania à qui je souhaite d'avoir son BAC avec mention.*

*Aux deux petits CHAKIB et HAMMOUDA a qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de réussite.*

*A mes amis : Mokhtar, Mohammed, El hadj, Adlen, Yacine, Cherif, Takfarinas ,Isak, Nasro, Berbara, Lotfi, Samia, Kheira,.....et à toute personne qui a contribué de près ou de loin a l'élaboration de ce projet, que ce soit par son amitié, ses conseils ou son soutien morale.*

## ملخص

في عملنا هذا قمنا بدراسة مفصلة من أجل حماية مدينة سيدي الشحمي ولاية وهران ضد الفيضانات. عملنا هذا يتضمن أساسا خمسة أجزاء تتمثل في دراسة طبوغرافية للمدينة من أجل تحديد منطقة الخطر ثم قمنا بتشخيص منشآت الحماية الموجودة و طرح الحلول الممكنة ومناقشتها , اختيار الحل الانسب و دراسته مع مراعاة الشروط الطبيعية والأمنية و الاقتصادية وأخيرا وضعنا المخطط الزمني الاقصر و الأمن لانجاز المشروع مع كافة المنشآت الأساسية والثانوية في الاجال المحددة.

## Résumé

Notre travail consiste à élaborer un système de protection de la commune SIDI CHAHMI W.Oran contre les inondations.

Pour ce fait, on a subdivisé notre travail en cinq étapes, commençant par réalisation d'une étude topographique et localisation des zones de dangers. Ensuite nous avons élaboré un état de lieu par lequel nous avons proposé les solutions possibles avec un choix de la variante adéquate afin de faire une étude détaillée du projet en tenant compte des conditions naturelles, économiques ainsi que les conditions de sécurité.

Enfin, nous avons élaboré un planning de réalisation du projet le plus court possible.

## Abstract

The aim of our dissertation is to achieve protection against the floods of SIDI CHAHMI town (ORAN).

Our study relates primarily five steps and complementary parts. Initially: we made the analysis of the topographic data of the site to locate the critical zones and to highlight the black spots, in a second place we passed to the diagnosis which aims at raising the anomalies and the constraints imposed on site with an aim of making a selection of the alternatives. Thirdly, we discussed solutions and finally we elaborated plane that respects all conditions for realizing the project.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES INONDATIONS

<b>I.1 INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
<b>I.2 TERMINOLOGIE</b>	<b>1</b>
I.2.1 Les inondations	1
I.2.2 Une crue	1
I.2.3 Un cours d'eau	1
I.2.4 Le lit mineur	1
I.2.5 Le lit majeur	2
I.2.6 Le Bassin versant	2
<b>I.3 TYPOLOGIE</b>	<b>3</b>
I.3.1 Les inondations lentes :	3
I.3.1.1 Inondations de plaine ou débordement d'un cours d'eau	3
I.3.1.2 Inondation par la remontée de la nappe	3
I.3.2 Les inondations brutales	4
I.3.2.1 Des crues torrentielles, des laves torrentielles, rupture d'embâcle	4
I.3.2.2 Inondation par stagnation et ruissèlement pluvial	4
<b>I.4 LES INONDATIONS EN ALGERIE</b>	<b>4</b>
<b>I.5 LES DIFFERENTES CAUSES DES INONDATIONS</b>	<b>6</b>
I.5.1 Des causes naturelles	6
I.5.2 Des causes anthropiques directes	6
I.5.3 Des causes anthropiques indirectes	6
<b>I.6 LES CONSEQUENCES DES INONDATIONS</b>	<b>7</b>
I.6.1 Les dégâts humains	7
I.6.2 Les dégâts économique et sur les biens	7
I.6.3 Les dégâts environnementale	7
I.6.4 Les dégâts hydraulique	8
<b>I.7 CONCLUSION</b>	<b>8</b>

### CHAPITRE II : PRESENTATION DE ZONE D'EUDE

<b>II.1 PRESENTATION DE LA VILLE DE SIDI CHAHMI</b>	<b>10</b>
II.1.1 Situation géographique	10
II.1.2 Aperçu Topographique	11
II.1.3 Présentation du secteur urbain :	11
II.1.4 Les inondations à SIDI CHAHMI	12
II.1.5 Les aménagements réalisés pour la lutte contre les inondations de la ville de SIDI CHAHMI	12

<b>II.2 PRESENTATION DU BASSIN VERSANT</b>	<b>13</b>
II.2.1 Situation géographique	13
II.2.2 Cadre géologique	14
II.2.3 Géologie locale	15
II.2.4 Carte Hydrogéologique	16
II.2.5 Réseau Hydrographique	16
II.2.6 La Topographie du site	16
II.2.7 Sismicité	17

## **CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE**

<b>III.1. INTRODUCTION</b>	<b>19</b>
<b>III.2. CARACTERISTIQUES DE FORME</b>	<b>19</b>
III.2.1. Pente moyenne du bassin versant	19
III.2.2. Indice de compacité de Gravelius $K_c$	19
III.2.3. Rectangles équivalents du Gravelius	20
<b>III.3. LE RELIEF</b>	<b>20</b>
III.3.1. Altitudes caractéristique du bassin versant	20
III.3.2. Indice de pente globale	21
<b>III.4. LE RESEAU D'ECOULEMENT</b>	<b>22</b>
III.4.1. La densité de drainage	22
III.4.2. La pente moyenne du cours d'eau principale	22
III.4.3. Temps de concertations du bassin versant $T_C$	22
III.4.4. La vitesse de ruissèlement	23
<b>III.5. CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES</b>	<b>24</b>
III.5.1. Température	24
III.5.2. Evaporation	25
III.5.3 Les Vents	26
III.5.4 Pluviométrie	27
<b>III.6. ANALYSE FREQUENTIELLE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUE</b>	<b>28</b>
III.6.1. Critères de choix de la loi d'ajustement	28
III.6.2. Test d'homogénéité de la série des $P_{j,MAX}$	28
III.6.3. Caractéristiques empiriques de la série pluviométriques des $P_{j,MAX}$	28
III-6-4-Procédé de l'ajustement et ajustement des $P_{j,max}$	29
<b>III.7. ETUDE DES PLUIES DE COURTES DUREES ET INTENSITES</b>	<b>32</b>
<b>III.8. ETUDE DES APPORTS</b>	<b>34</b>
III.8.1. Etude des apports liquides	35
III.8.2. Caractéristiques de l'écoulement	35
III.8.3. Calcul de l'apport fréquentiel de probabilité de 80%	36
III.8.4. Répartition mensuelles des Apports	36

III.8.5. Estimation de l'apport solide	37
<b>III.9.ETUDE DE LA CRUE</b>	<b>37</b>
III.9.1.Estimation et choix du débit de projet	37
III.9.2. Hydrogramme de crue	39
III.9.3. Calcule du volume de la crue	40
<b>III.10. CONCLUSION</b>	<b>40</b>

## CHAPITRE IV : AMENAGEMENT ET CALCUL HYDRAULIQUE

<b>IV.1. INTRODUCTION</b>	<b>42</b>
<b>IV.2 GENERALITE SUR LES ECOULEMENT A SURFACE LIBRE</b>	<b>42</b>
IV.2.1 Différent types d'écoulement a surface libre	42
IV.2.2 Les régimes d'écoulement a surface libre	43
IV.2.3 Les conditions de l'écoulement uniforme	43
IV.2.4 Les canaux	44
<b>IV.3 GENERALITE SUR LES BASSINS DE RETENUE</b>	<b>45</b>
IV.3.1 Classification selon l'apparence	45
IV.3.2 Classifications selon les fonctions et l'usage	45
IV.3.3 Critères de choix du type de bassin de retenue	47
IV.3.4 Volume de dimensionnement des bassins de retenue	47
IV.3.5 Quelques exemples sur les bassins de retenue	47
<b>IV-4 ETUDE DES VARIANTES</b>	<b>48</b>
<b>IV.5 PRESENTATION DES SITES D'INTERVENTIONS</b>	<b>49</b>
<b>IV.6 CALCUL HYDRAULIQUE</b>	<b>51</b>
IV.6.1 Dimensionnement du canal d'aménagé	51
IV.6.1.1 Choix de type du revêtement	52
IV.6.1.2 Calcul des paramètres géométriques	53
IV.6.1.3 La profondeur normale $y_n$ ou $h_n$	53
IV.6.1.4 La profondeur critique	54
IV.6.1.5 La pente critique	55
IV.6.1.6 Tracé du canal	55
IV.6.1.7 Dimensionnement	55
IV.6.1.7.1 Détermination des paramètres géométriques	55
IV.6.1.7.2 Détermination des paramètres critiques	60
IV.6.1.7.3 Vérification du régime d'écoulement	61
IV.6.1.8 Vérification des vitesses d'écoulement	61
IV.6.1.9 Calcul de la ligne d'eau (courbe de remous)	61
IV.6.1.9.1 Ecoulement dans une courbe	62
IV.6.1.9.2 Calcul de la surélévation dans la courbe	64
IV.6.1.10 Choix de la variante	64
IV.6.1.11 Calcul de la profondeur H	64
IV.6.1.12 Calcul de la profondeur finale du canal	65
IV.6.2 Dimensionnement du Bassin de retenue	65
IV.6.2.1 Calcul du débit de fuite dans le bassin	67
IV.6.2.2 Calcul du volume de bassin	67

IV.6.3 Dimensionnement des murs	79
IV.6.4 Dimensionnement des traversés de routes	70
IV.6.5 Entré du bassin de retenue	71
<b>IV.7 CONCLUSION</b>	<b>72</b>

## **CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER**

<b>V.1 INTRODUCTION</b>	<b>74</b>
<b>V.2 TYPES DE CHANTIER</b>	<b>75</b>
<b>V.3 INSTALLATIONS DU CHANTIER</b>	<b>75</b>
V.3.1 Installations destinées au personnel	75
V.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux	75
V.3.3 Installations destinées à la réparation des engins	75
V.3.4 Installations pour la préfabrication :	75
<b>V.4 SUCCESSION DES TRAVAUX DE CHANTIER</b>	<b>75</b>
V.4.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	75
V.4.2 Préparation des sites de construction	76
V.4.3 Exécution des travaux	76
V.4.4 Engins utilisés	77
<b>V.5 CALCUL DES VOLUMES</b>	<b>81</b>
V.5.1 Volumes des déblais	81
V.5.1 .1 Volumes des déblais du chemin de canal	82
V.5.1 .2 Volumes des déblais de la cuvette de bassin	82
V.5.2 Volumes des remblais	83
V.5.2.1 Volumes des remblais du cheminement de canal	83
V.5.2.2 Volumes des remblais de la cuvette du Bassin	84
V.5.3 Volume du béton	85
V.5.3 .1 Volume du béton armé	85
V.5.3 .2 Volume du béton de la revanche	85
V.5.3.3 Volume du béton de propreté	86
V.5.4 Volume du tout-venant	86
V.5.5 Volume de la couche superficiel du bassin (Roche D=20cm)	87
<b>V.6 PLANIFICATION</b>	<b>87</b>
V.6.1 Les paramètres e la méthode CPM	88
V.6.2 Calcul des durées	88
V.6.3 Détermination du chemin critique	89
<b>V.7 CONCLUSION</b>	<b>91</b>

## **CONCLUSION GENERALE**

## Liste des Tableaux

<b><u>Tableau I.1 :</u></b> Effets des inondations sur les services d'AEP et Assainissement.....	8
<b><u>Tableau II.1 :</u></b> Population de l'agglomération de SIDI CHAHMI pour différents horizons....	11
<b><u>Tableau III.1 :</u></b> Surface périmètre et Longueur du talweg. ....	20
<b><u>Tableau III.2 :</u></b> Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	20
<b><u>Tableau III.3 :</u></b> Calcul du temps de concentration.....	22
<b><u>Tableau III.4:</u></b> Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	24
<b><u>Tableau III.5 :</u></b> Les températures moyennes mensuelles (1990-2001) .....	25
<b><u>Tableau III.6 :</u></b> L'évaporation moyenne mensuelle (1990-2001).....	26
<b><u>Tableau III.7 :</u></b> La vitesse et la direction du vent dominant.....	26
<b><u>Tableau III.8 :</u></b> Les précipitations moyennes mensuelles (1925-2005).....	26
<b><u>Tableau III.9:</u></b> La série des $P_{jmax}$ annuelle (80 ans d'observation).....	27
<b><u>Tableau III.10 :</u></b> Caractéristiques de la série pluviométriques.....	28
<b><u>Tableau III.11 :</u></b> Comparaison par critères de (BIC, AIC).....	32
<b><u>Tableau III.12 :</u></b> résultat de l'ajustement a loi GEV.....	32
<b><u>Tableau III.13 :</u></b> Pluies de courte durée et Intensités-Durée-Fréquence.....	33
<b><u>Tableau III.14 :</u></b> L'apport liquide moyen interannuel.....	34
<b><u>Tableau III.15 :</u></b> Caractéristiques de l'écoulement.....	35
<b><u>Tableau III.16:</u></b> Répartition mensuelles des Apports.....	36
<b><u>Tableau III.17 :</u></b> Calcul du débit de crue $Q_{max,p\%}$ ( $m^3/s$ ).....	38
<b><u>Tableau IV.1 :</u></b> présentation des sites d'interventions.....	49
<b><u>Tableau IV.2 :</u></b> La rugosité en fonction de type de revêtement.....	52
<b><u>Tableau IV.3 :</u></b> Eléments géométriques pour une section trapézoïdale.....	53
<b><u>Tableau IV.4 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 01 (Tronçon 01).(b = 6m).....	56
<b><u>Tableau IV.5</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 01).(b=5m).....	56
<b><u>Tableau IV.6 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 01).(b=4m).....	57
<b><u>Tableau IV.7 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 01 (Tronçon 02).(b=6m).....	57
<b><u>Tableau IV.8 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 02).(b=5m).....	57
<b><u>Tableau IV.9 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 02). (b=4m).....	58
<b><u>Tableau IV.10 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 01 (Tronçon 03).(b=6m).....	58
<b><u>Tableau IV.11 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 03).(b=5m).....	58
<b><u>Tableau IV.12 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 03). (b=4m).....	59
<b><u>Tableau IV.13 :</u></b> Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N°	

01 (Tronçon 04).(b = 8m).....59

**Tableau IV-14 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 04). (b=5m).....59

**Tableau IV.15 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 04). (b=4m).....60

**Tableau IV.16 :** Paramètres critique de l'écoulement.....60

**Tableau IV.17 :** Régime d'écoulement.....61

**Tableau IV.18 :** Vitesse admissible de l'érosion des parois .....61

**Tableau IV.19 :** Courbe de remous.....63

**Tableau IV.20 :** Calcul de la profondeur H.....65

**Tableau IV.21 :** La profondeur finale du canal et caractéristiques de la section.....65

**Tableau IV.22 :** Le volume d'eau stocké en fonction des hauteurs de la cuvette.....66

**Tableau IV.23 :** Le volume d'eau stocké en fonction des hauteurs du bassin.....69

**Tableau IV.24 :** Eléments géométriques pour une section rectangulaire.....71

**Tableau IV.25 :** Caractéristiques des deux galeries.....71

**Tableau V.1 :** Engins et leurs taches.....77

**Tableau V.2 :** Engins et leurs capacités théoriques.....78

**Tableau V.3 :** Déblais du canal.....82

**Tableau V.4 :** Déblais du Bassin.....82

**Tableau V.5 :** Remblais de canal.....83

**Tableau V.6 :** Remblais de la cuvette du bassin.....84

**Tableau V.7 :** Volume du béton armé.....85

**Tableau V.8 :** Volume du béton de propreté.....86

**Tableau V.9 :** Volume de tout-venant.....86

**Tableau V.10 :** Volume de la pierre.....87

**Tableau V.11 :** Décomposition des travaux.....88

**Tableau V.12 :** Liste des taches.....89

## Liste des Figures

<b>Figure I.1</b> : Occupation de la surface voisine d'un cours d'eau par les eaux de crue.....	2
<b>Figure I.2</b> : Bassin versant.....	3
<b>Figure II.1</b> : Description de la situation géographique de la commune de SIDI CHAHMI - Wilaya d'ORAN.....	10
<b>Figure II.2</b> : La zone inondable de SIDI CHAHMI.....	13
<b>Figure II.3</b> : Délimitation du bassin versant .....	15
<b>Figure II.4</b> : Extrait de la carte géologique d'Oran .....	15
<b>Figure II.5</b> : Les zone sismique en Algérie.....	17
<b>Figure III.1</b> : Répartition et courbe Hypsométriques du bassin versant.....	21
<b>Figure III.2</b> : Répartition mensuelle des températures.....	25
<b>Figure III.3</b> : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	25
<b>Figure III.4</b> : Répartition mensuelle des pluies.....	26
<b>Figure III.5</b> : Courbes chronologiques des pluies maximales journalières observées .....	27
<b>Figure III.6</b> : Ajustement des pluies journalières maximales a la loi de Gumbel.....	30
<b>Figure III.7</b> : Ajustement des pluies journalières maximales a la loi Galton (Loi log normale)..	30
<b>Figure III.8</b> : Ajustement des pluies journalières maximales a la loi GEV .....	31
<b>Figure III.9</b> : Comparaison entre les trois lois d'ajustement des pluies journalières maximales.	31
<b>Figure III.10</b> : Courbes Intensité-Durée-Fréquence.....	34
<b>Figure III.11</b> : Hydrogramme de crue pour différentes période de retour .....	40
<b>Figure IV.1</b> : Classification des écoulement.....	43
<b>Figure IV.2</b> : Les paramètres géométriques d'un canal de section trapézoïdale.....	44
<b>Figure IV.3</b> : Coupe transversales géologique du cours d'eau.....	49
<b>Figure IV.4</b> : Reconnaissance des couches géologique de la cuvette.....	49
<b>Figure IV.5</b> : la limite du bassin de retenue .....	50
<b>Figure IV.6</b> : Situation générale.....	50
<b>Figure IV.7</b> : Graphique de la fonction $f(h)$ .....	53
<b>Figure IV.8</b> : Graphique de la fonction $E_s = f(h)$ .....	54
<b>Figure IV.9</b> : Graphique de la fonction $g(h)$ .....	54
<b>Figure IV.10</b> : Tracé du canal.....	55
<b>Figure IV.11</b> : Courbe de capacité, hauteur de la cuvette $V(h)$ .....	66
<b>Figure IV.12</b> : Courbe de capacité, hauteur du bassin $V(h)$ .....	69
<b>Figure V.1</b> : DOZERS.....	79
<b>Figure V.2</b> : Chargeur pneumatique.....	79
<b>Figure V.3</b> : Pelle hydraulique.....	80
<b>Figure V.4</b> : Niveleuse .....	80
<b>Figure V.5</b> : Compacteur .....	81
<b>Figure V.6</b> : Réseau a nœuds.....	90

## Listes des Plans

**Plan N° 01** : Vue Générale de l'ensemble de l'aménagement.

**Plan N° 02** : Profile en long du canal.

**Plan N° 03** : Profile en long de l'axe du bassin de retenue.

**Plan N° 04** : Coupes en travers.

**Plan N° 05** : Ouvrages annexes.

# **Introduction Générale**

## **INTRODUCTION GENERALE**

Depuis la nuit des temps, l'homme est confronté aux aléas naturels particulièrement les inondations, car elles sont plus fréquentes par rapports aux autres aléas. Les inondations de Yang Tsé Kiang en 1998 illustrent le danger provoqué par cet aléa naturel, les précipitations record enregistrées dans le bassin du Yang Tsé durant l'été 1998, ont laissé un triste bilan de 3000 morts, 14 millions de sans-abri et une facture de 36 milliards de dollars, en 2005 les Etats-Unis Nouvelle Orléans l'ouragan Katerina a provoqué la rupture des digues de ce fait 1464 morts ont entraîné des problèmes de santé publique très graves.

Les conséquences enregistrées, au niveau de la commune SIDI CHAHMI située à l'exutoire du bassin versant du cours d'eau CHAABAT ER ROKBA lors des fréquentes intempéries, ont mis en évidence l'urgence de la mise en place d'un système de protection de cette commune contre les eaux de crue.

En effet, l'absence d'un récepteur des eaux de pluies transportées par CHAABAT ER ROKBA pour des raisons topographiques, d'où les eaux ne trouve pas leurs chemin gravitaire pour le suivre ce qui occasionne la stagnation des eaux d'une part et le ruissellement dans la ville de SIDI CHAHMI de l'autre part, ainsi l'urbanisation anarchique au sud de la commune est à l'origine de l'occupation des niveaux bas ou les eaux peuvent stagner sans danger.

Tenant compte que le réseau d'assainissement est dimensionné pour évacuer les eaux pluviales des sous bassins urbanisés donc il ne peut pas contenir le volume excédentaire engendré par CHAABAT ER ROKBA sur tout que ce réseau repose essentiellement sur le pompage a défaut de la topographie, de ce fait la submersion de sud de la ville est inévitable même pour des pluies de fréquences 99% sauf par pompage.

Notre mission consiste a mettre en place un système de protection contre les inondations pour la commune de SIDI CHAHMI par un aménagement adéquat a la situation.

Le dimensionnement de cet aménagement ainsi que le choix des équipements de prévisions de crues, nécessitera au préalable l'élaboration d'une étude détaillé.

Chapitre I :

# **Généralités sur les inondations**

**I.1 INTRODUCTION**

Événement récurrent partout dans le monde, les inondations constituent un des plus dangereux risques sur le globe terrestre. Des fois bénéfiques et dans la pluparts des temps dévastatrices. Ce phénomène fait partie du cycle saisonnier donc il est spontané et imprévisible c'est pour cette raison que les conséquences sont toujours indésirables.

Les expériences du passé des inondations en Algérie ont mis en évidence leur violence et leur survenance brutale après une période de sécheresse (comme exemples : Alger 2001, Ghardaia 2008 et El Bayedh 2011).

**I.2 TERMINOLOGIE****I.2.1 Les inondations**

Il s'agit d'une submersion lente ou rapide d'une zone habituellement hors d'eau qui peut être habitée, l'inondation est liée directement au débordement des eaux lors d'une crue, elle concerne un cours d'eau pérenne ou intermittent, une dépression ou une plaine littorale.

**I.2.2 Crue**

La crue correspond à l'augmentation du débit moyen (exprimé en  $m^3/s$ ) d'un cours d'eau [16]. Elle se traduit par une augmentation de la hauteur d'eau, des vitesses d'écoulement et des transports solides. En fonction de son importance, la crue peut être contenue dans le lit mineur ou bien déborder pour occuper une surface plus importante, il s'agit alors du phénomène d'inondation. Généralement, une crue décennale est une crue moyenne à forte, qui a chaque année dix probabilités sur cent de se reproduire. Une crue centennale est une crue (très forte) qui a chaque année une probabilité sur cent de se produire.

**I.2.3 Cours d'eau**

On désigne par cours d'eau tout chenal superficiel ou souterrain dans lequel s'écoule un flux d'eau continu ou temporaire [17]. Généralement, ce terme s'applique aux chenaux naturels. On emploie plutôt le terme « canal » pour désigner un chenal artificiel. On s'intéresse seulement aux chenaux superficiels d'où les deux éléments qui influencent beaucoup sur le débordement d'un chenal superficiels se sont le lit mineur et le lit majeur comme le montre la (figure I.1).

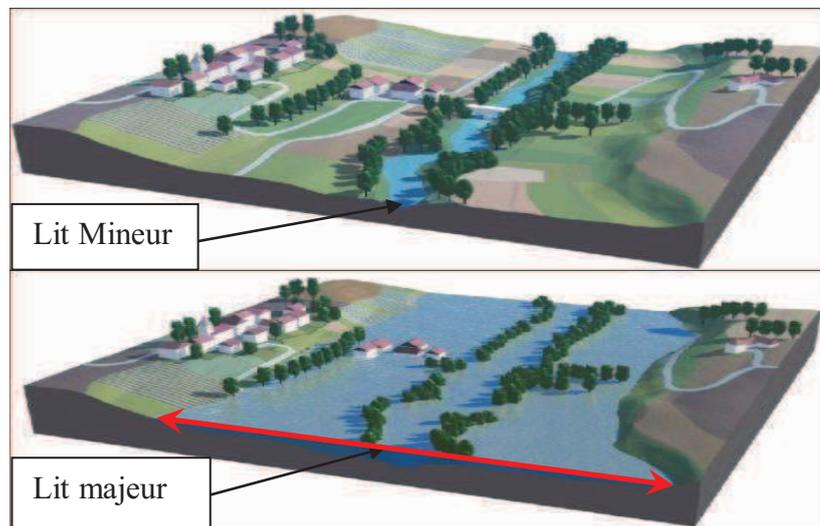
**I.2.4 Lit mineur**

C'est l'espace fluvial d'où les eaux s'y écoulent.

### I.2.5 Lit majeur

Il s'agit des zones basses situées de part et d'autre du cours d'eau. Après des pluies fortes ou persistantes [19], les ravines peuvent déborder et leurs eaux s'écoulent alors à la fois en lit mineur et majeur. Le lit majeur peut-être scindé en deux zones:

- une zone d'écoulement, au voisinage du lit mineur, où le courant a une forte vitesse.
- une zone de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage des crues, c'est-à-dire la réduction de la montée des eaux en aval.



**Figure I.1 : Occupation de la surface voisine d'un cours d'eau par les eaux de crue**

### I.2.6 Bassin versant

C'est la surface drainée par le cours d'eau de l'amont à l'aval (exutoire), les limites du bassin versant sont généralement fixées par la topographie et on appelle la limite cette surface la ligne de partage des eaux ou du terme topographique la ligne de crête [18]. (Figure I.2)



**Figure I.2 : Bassin versant**

### **I.3 TYPOLOGIE**

Le phénomène des inondations peut prendre plusieurs types dont on peut les classées selon leurs vitesses de se produire en deux grandes catégories:

- Les inondations lentes.
- Les inondations brutales.

#### **I.3.1 Les inondations lentes**

On peut les appelées aussi les inondations étendues, ce type se produisent suite a une longue période pluvieuse et on cite :

##### **I.3.1.1 Inondations de plaine ou débordement d'un cours d'eau :**

Suite a des pluies violentes ou durable l'augmentation du débit va causée le débordement de la rivière de son lit mineur pour envahir son lit majeur par insuffisance d'évacuation et d'infiltration, généralement la zone occupée par les eaux est de faible pente et de faible altitude (cours aval de la rivière) [16].

##### **I.3.1.2 Inondation par la remontée de la nappe :**

Lorsque le sol est saturé d'eau, il arrive que la nappe affleure par l'effet siphon et qu'une inondation spontanée se produise. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés[16].

**I.3.2 Les inondations brutales**

On les appelle aussi crue éclaircie et ils sont généralement causés par des pluies orageuses de très fortes intensités et localisées sur une surface dans un temps très court, ces pluies sont dues au déplacement lent d'un orage qui peut déverser une quantité d'eau de pluie dans un peu de temps et ce type se traduit sous forme :

**I.3.2.1 Des crues torrentielles, des laves torrentielles, rupture d'embâcle :**

Lorsque des précipitations intenses tombent sur tout le bassin versant les eaux se concentrent rapidement dans le cours d'eau ce qui favorise des torrents violents et des écoulements torrentiels entraînés par une grande énergie hydraulique.

Le lit du cours d'eau est en général rapidement colmaté par le dépôt de sédiments et des bois morts qui peuvent former des barrages, appelés embâcles. Lorsqu'ils viennent à céder, ils libèrent une énorme vague dévastatrice [18].

**I.3.2.2 Inondation par stagnation et ruissèlement pluvial:**

Généralement ce type se produit au niveau des sites urbains, périurbains, ou ruraux. En secteur urbain dehors du lit majeur du cours d'eau, l'imperméabilisation des surfaces (bâtiments, voies, parkings) et l'incapacité des réseaux d'égouts au cours des périodes de pluie violente et intense (orages) occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales et conduit à une stagnation des eaux au niveau des zones urbanisées caractérisées par leur terrain plat et un écoulement rapide et violent ou le terrain est accidenté [18].

**I.4 LES INONDATIONS EN ALGERIE**

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels.

**-1954 à Alger :** débordement d'oued El Harrache occasionne une surcharge de barrage el Hamiz et la submersion de la plaine de Rouiba et par conséquent plusieurs villages ont été envahies par les eaux [12].

**-Le 12 Octobre 1974 à Azzazga (Tizi Ouzou) :** des pluies diluviennes qui ont fait 40 morts et une centaine d'habitats détruites.

**-Le 28 au 31 Mars 1974 à Tizi Ouzou :** des inondations occasionnent 52 décès et 18000 sinistrés et des dégâts matériels évalués à 27 millions DA.

**- Le 11 Novembre 1982 à Annaba :** des pluies intenses sur le centre ville qui ont fait 26 morts et 9500 sinistrés.

**- Le 29 Décembre 1984 à Jijel :** Une crue violente a fait 29 morts et 11000 sinistrés.

**-Le 20 Octobre 1993 a Oued R'hiau (Relizene) :** Une averse qui a durée 20 minutes a fait 23 morts et 20 blessés et d'autres portés disparues [13].

**- Le 23 Septembre 1994 a Bordj Bou Arridj :** une inondation qui a fait 16 morts et des dégâts matériel évalués a 10.000.000 DA.

**-10 Novembre 2001 a Bab El Oued (Alger) :** pendant 24 heures on a marqué 214 mm de précipitation sur une surface de 40 Km<sup>2</sup> qui a été la cause des ruissèlements torrentielles en milieu urbain qui a fait 750 morts et 120 disparues et plus de 10000 sinistrées et 30 milliards DA de pertes.

Il est a noté que cette zone a connue déjà des inondations en 1874, 1900, 1935.

**-Le 18 Avril 2007 à Moulay Slissen (Sidi Bel Abbes) :** Une crue centennale de 750 m<sup>3</sup>/s a fait sortir l'oued de mekkera de son lit pour qu'il inonde toutes les villes situées de part et d'autres ce qui a fait 7 morts dans la commune de Moulay Slissen [12].

**-Le 01 Octobre 2008 a Ghardaïa :** des pluies exceptionnelles de fortes intensités qui ont été considérées centennal par un débit estimé a 900 m<sup>3</sup>/s ont fait déborder l'oued M'Zab de son lit. Il a produit l'inondation de la ville de Ghardaïa par des écoulements torrentielles ou la hauteur a atteins les 8 m. Les conséquences ont été catastrophiques,(Plus de 43 morts et 86 Blessés, environ 800 familles sinistrées et plusieurs milliards DA comme pertes) [14].

**-01 Novembre 2011 a El Bayedh :** une intempérie violente qui a fait 9 morts et 127 familles sinistrés et dégâts sur le secteur des ressource en eau évalués a 600 milliards centimes et 1 milliards centime sur le secteur agricole ainsi la détérioration de huit ponts

**-Du 22 au 23 Février 2012 a Taref :** intempérie de 120 mm durant 48 heures a fait sortir les Oueds Kebir, Bennamoussa, et Seybousse de leur lit ce qui a produit la submersion de la plaine d'Etaref et par conséquences 3 morts, submersion d'une centaine d'hectare agricole selon les rapports préliminaires.

-Et durant cette année d'autres aléas liés aux inondations ont été enregistrés au niveau de Boumerdes (débordement d'Oued Sebaou et Kiza avec des coulées de boues) et la rupture d'une retenue collinaire au niveau du Douar Benchaabane commune de Ben Khelil Wilaya de Blida [11].

### **I.5 LES DIFFERENTES CAUSES DES INONDATIONS :**

Après ces conséquences catastrophiques le risques des inondations et classé un risque majeur par rapports aux autres aléas naturelle et des mesures de sécurité et des enquêtes on été effectuées pour bien poser le problème avant de rechercher les solutions et parmi les causes de ces catastrophes on peut citer :

#### **I.5.1 Des causes naturelles :**

Liées aux aléas climatiques et phénomène météorologique, celles qui empêchent l'écoulement habituel de l'eau [18].

#### **I.5.2 Des causes anthropiques directes :**

- constructions en zones inondables.
- Un mauvais drainage des eaux.
- Irrigation : Les pratiques intensives accélèrent le ruissèlement de l'eau et limitent l'infiltration et l'évacuation rapide des eaux.
- Imperméabilisation et dégradation des sols.

#### **I.5.3 Des causes anthropiques indirectes :**

Liées aux modifications climatiques globales telles que le réchauffement climatique du globe à cause des déchets industriels [16].

**I.6 LES CONSEQUENCES DES INONDATIONS**

Dans la plupart des temps quand on entend le mot crue ou inondations on pense toujours à des dégâts catastrophiques mais d'autre part les inondations peuvent être bénéfiques comme c'était le cas du fleuve de Nil en Egypte car ces crues ont fait prospérer la civilisation égyptienne et de nombreuses zones tropicales [16] par :

- irrigations des cultures de ces environs
- fertilisation des surfaces voisines
- reconstitution de la réserve naturelle (remontée de la nappe).

Par contre les inondations résultent aussi des dégâts catastrophiques.

**I.6.1 Les dégâts humains :**

D'une façon générale, la vulnérabilité d'une personne est provoquée par sa présence en zone inondable. Sa mise en danger survient surtout lorsque les délais d'alerte et d'évacuation sont trop courts ou inexistant pour des crues rapides ou torrentielles. Dans toute zone urbanisée ou zone à fréquentation touristique (montagne, zone de loisirs en bordure des cours d'eau, campings...), le danger est d'être emporté ou noyé, mais aussi d'être isolé sur des îlots coupés de tout accès terrestre. Ainsi que le contact avec l'eau peut causer des maladies respiratoires, ou de maladies transmises par les rongeurs.

**I.6.2 Les dégâts économique et sur les biens :**

Si les dommages aux biens touchent essentiellement les biens mobiliers et immobiliers, on estime cependant que les dommages indirects (perte d'activité, chômage technique, etc.) sont souvent plus importants que les dommages directs. Ainsi les dommages d'infrastructures (Ponts, Routes, etc.), aussi la perte agricole rentrent dans l'estimation des dégâts économiques.

**I.6.3 Les dégâts environnementale :**

les dégâts au milieu naturel sont dus à l'érosion et aux dépôts de matériaux, aux déplacements du lit ordinaire etc..., Lorsque des zones industrielles sont situées en zone inondable, une pollution ou un accident technologique peuvent s'ajouter à l'inondation et provoquer la pollution de l'environnement soit par dégagement gazeux ou bien liquide et en prend l'exemple des stations d'épurations lors des orages le traitement des eaux sera perturbé donc ce qui favorise la pollution du milieu récepteur.

**I.6.4 Hydraulique :****Tableau I.1 :** Effets des inondations sur les services d'AEP et Assainissement.

Service d'alimentation en eau potable	Service d'assainissement
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Arrêt de production.</li> <li>- Risque de mise en distribution d'eau non potable.</li> <li>- Pression insuffisante.</li> <li>- Modification des caractéristiques de l'eau distribuée.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infrastructures ou d'activités économiques.</li> <li>- Pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration.</li> <li>- Dégradation physique du réseau par incapacité d'évacuation.</li> </ul>

**I.7 CONCLUSION :**

On remarque que l'aléa des inondations le plus fréquents en Algérie est dû aux :

- Ecoulements torrentielles après une crue violente qui se produise très rapidement.
- Ruissèlement en site urbain et préurbain à cause de la pluie orageuse localisée de forte intensité.
- Recouvrement de plaine par une lame d'eau dû aux pluies durables.

Et pour avoir contrôlé ce risque il faut avoir un plan qui donne la possibilité de prévention d'intervention sur cet aléa naturelle.

- Identifications et analyse de risque.
- Evaluation de la gravité de ce risque.
- Proposer des solutions et décider.
- Réaliser la décision.

Parmi les nouvelles techniques de prévention utilisées en Algérie, il y a les stations hydrométriques automatisées, lors d'atteinte d'un certain niveau d'eau, la station envoie un messages d'alertes a (La Direction de l'Hydraulique de la Wilaya, L'Agence National des Ressources Hydraulique régionale , la Gendarmerie National et la Protection Civil de la zone concernée) ce type de station est installé au niveau d'Oued el HARRACHE et deux autres en construction une a Skikda et l'autre sur Oued MEKKERA a Sidi Bel Abbas .

Chapitre II :

**Présentation de la  
Zone d'Etude**

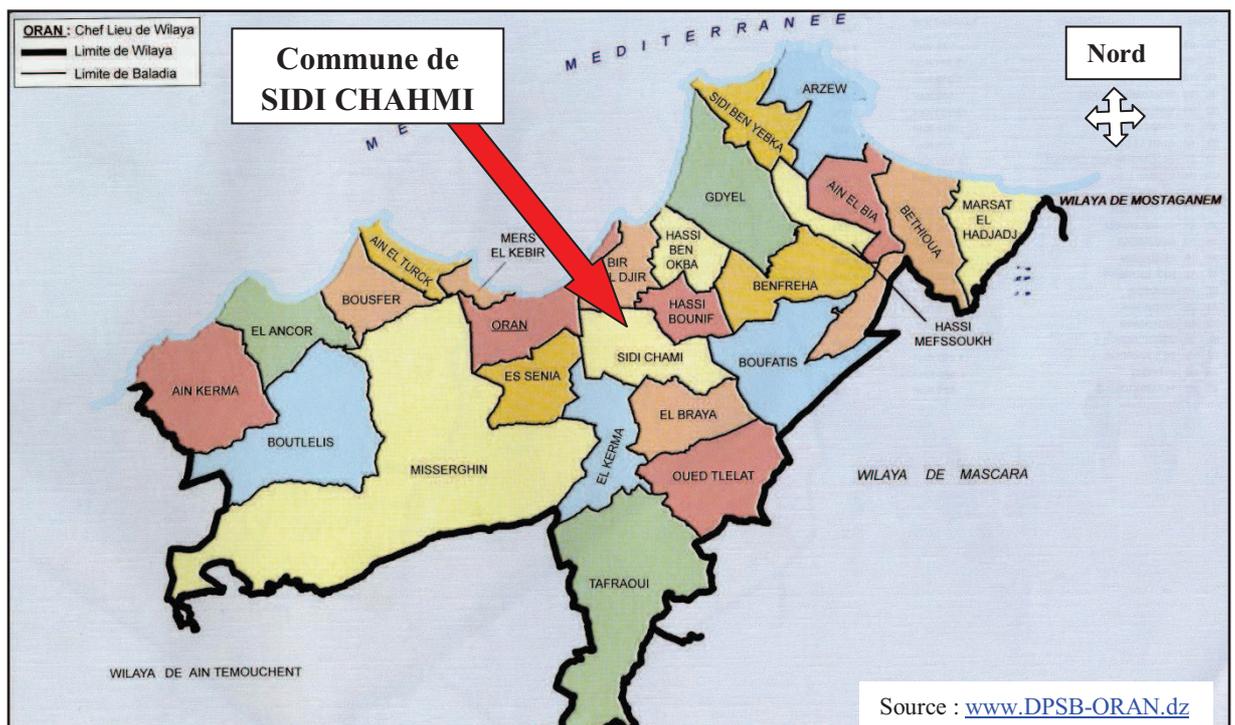
## II.1 PRESENTATION DE LA VILLE DE SIDI CHAHMI

### II.1.1 Situation géographique

La ville de SIDI CHAHMI dépend administrativement de la Wilaya d'Oran située approximativement a 13 Km environ a l'est de chef lieu de la wilaya, elle est limitée par :

- La commune de BIR EL DJIR (Nord).
- La commune de HASSI BOUNIF (Nord Est).
- La commune de BOUFATIS (Est).
- La commune d'EL BRAYA (Sud Est, Sud).
- La commune d'EL KARMA (Sud ouest).
- La commune d'ESSNIA (Ouest).
- La commune d'Oran (Nord Ouest).

La commune SIDI CHAHMI et limité sur la carte topographique par les coordonnées ( $X_1=721,0193$  Km,  $X_2=730,33629$  Km et  $Y_1=3951,7458$  Km,  $Y_2=3946,2171$ Km).



**Figure II.1 : Description de la situation géographique de la commune de SIDI CHAHMI -Wilaya d'ORAN**

Le réseau du bassin nord est constitué de collecteurs principaux et secondaires. Le collecteur principal reçoit les écoulements des conduites secondaires et les amène à la station de relevage N° :02. De là les eaux usées sont refoulées vers un regard du réseau du premier bassin et rejoignent la conduite principale Ø 400 gravitaire.

Il est à noter que le réseau d'assainissement de SIDI CHAHMI est un réseau de système unitaire et les deux points de réception des eaux usées sont la station d'épuration et la station de lagunage d'EL KARMA.

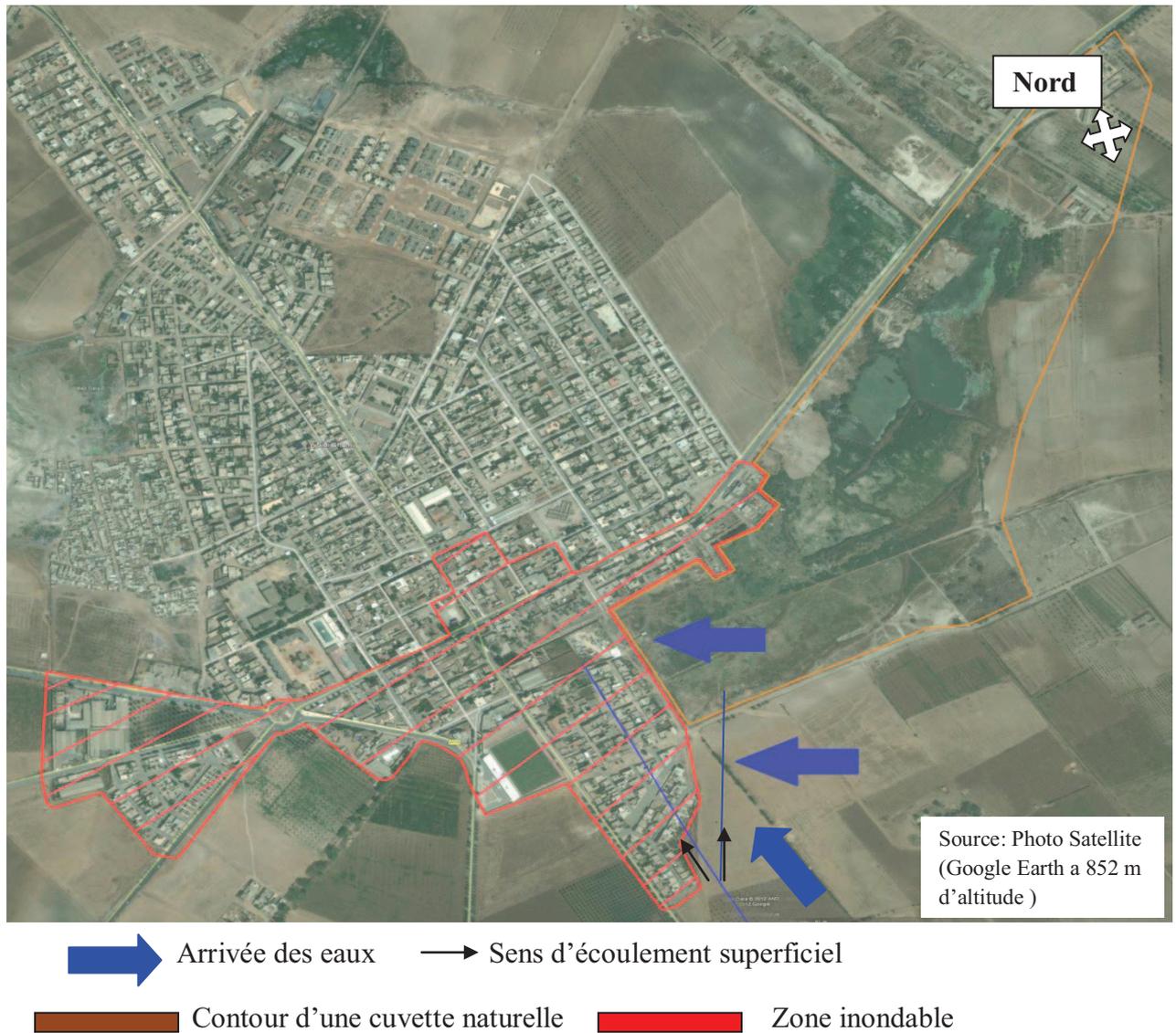
#### **II.1.4 Les inondations à SIDI CHAHMI**

Depuis de nombreuses années la ville de SIDI CHAHMI et les localités avoisinantes, subissent des inondations provoquées par la situation topographique aussi par l'absence de l'exutoire en période de crues. La ville de SIDI CHAHMI est sous le risque des inondations par quartes affluents situés au Sud Est par rapport a la ville d'où elle forme un exutoire de ces cours d'eau ce qui implique forcément le problème des inondations, les crues les plus importantes qui a connue cette zone se sont produites en 1966, 1984, 1991, 1993 et 1998.

#### **II.1.5 Les aménagements réalisés pour la lutte contre les inondations de la ville de SIDI CHAHMI**

Quatres digues en amont se situent sur CHAABAT ER ROKBA, CHAABAT BOURZAMA, CHAABAT EL FADEL et CHAABAT HAOUUD EL BAROUD et un bassin de rétention en aval. Malgré l'aménagement réalisé mais la ville a connue des inondations durant les années 2001,2004, 2007 et janvier 2012. D'où la dernière crue a enregistré une hauteur d'eau de 1,5 m au niveau de la ville et ces trois dernières sont provoquées par les eaux transportées par CHAABAT ER ROKBA qui se situe au sud est de la ville.

Le débit d'eau pluvial transporté par CHAABAT ER ROKBA provoque la submersion de la zone sud de la ville a partir de la dépression a l'est jusqu'à le complexe omni sports a l'ouest sachant que la dépression du sud de la ville forme un exutoire de cet affluent et a cause de la décharge aléatoire et du transport solide de l'oued est envasée presque complètement c'est pour cette raison que les eaux de crue débordent est se dirigent vers les zones urbaines de la ville.



**Figure II.2 : La zone inondable de SIDI CHAHMI**

**II.2 PRESENTATION DU BASSIN VERSANT**

**II.2.1 Situation géographique**

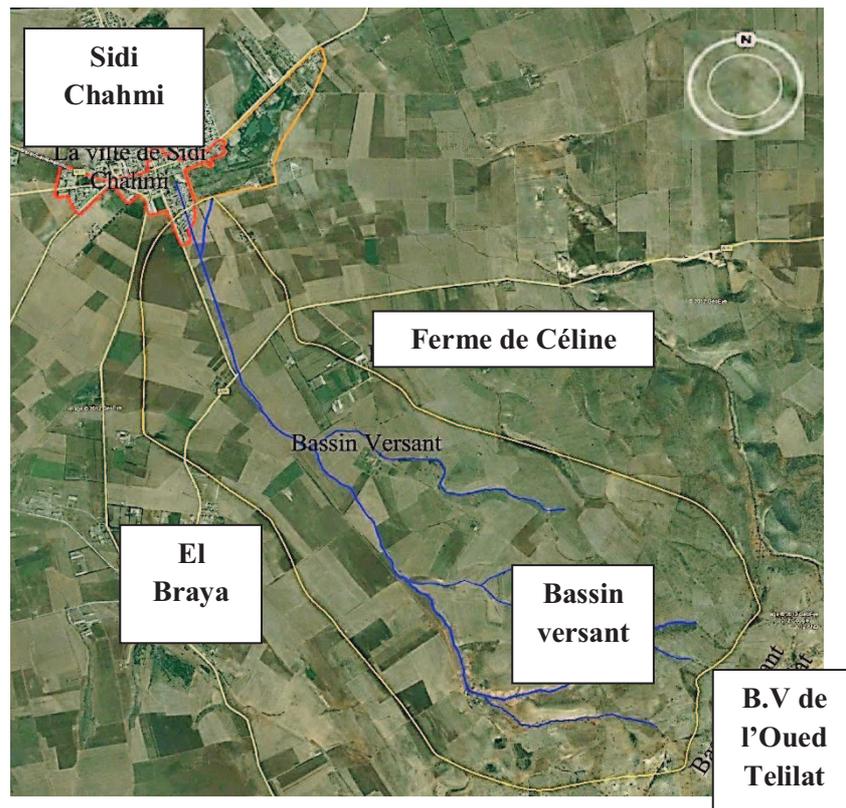
Notre zone d'étude est limitée par :

SIDI CHAHMI du Nord.

El Braya à l'Ouest.

Le bassin versant d'Oued Tlélat au Sud.

Douar BOUAMAMA et La ferme de Céline à l'Est-.



Source: Photo Satellite  
(Google Earth)

**Figure II.3 : Délimitation du bassin versant**

### II.2.2 Cadre géologique

Les formations géologiques du site sont présentées successivement du haut en bas comme suit :

Quaternaire récent (qa, A2) : formé des alluvions récentes argiles brunâtres sableuses.

Quaternaire ancien (qc,qlc) : constitué des argiles rouges, brunâtres et sables ainsi fragment de détritique de calcaire avec cristaux de gypse.

Pléistocène continentale (pc) : du âge villafranchien il est représenté par l'enté de sable des dunes.

Pléistocène marin (pi) : de l'âge calabrien, il est formé de grés grossier, ciment carbonaté ainsi calcaires gréseux lamachellique et parfois encroutements des conglomérats.

Pléistocène supérieur marin Astien (P) : Il est représenté essentiellement par grés fins à moyens, friable et sable.

Pléistocène marin inférieur : Il est représenté de marnes, grise, tendre gypse ferré avec intercalation de grés.

Miocène(m) : il est composé de plusieurs séries :

Mc : Calcaire beige, blanc, gris, gypseuse.

Ml : Calcaire a lithothamniées.

Mm : marnes grise gréseux, avec intercalation de gypse et anhydrite.

Mr : conglomérats rouges

Crétacé (c): il est formé des intercalations des marnes, schistes gréseux, marno-calcaire série.

Jurassique (j) : Il est composé par des calcaires et dolomies micros-cristallins, massifs, parfois fissuré remplies par silicate (forme veines de quartzites).

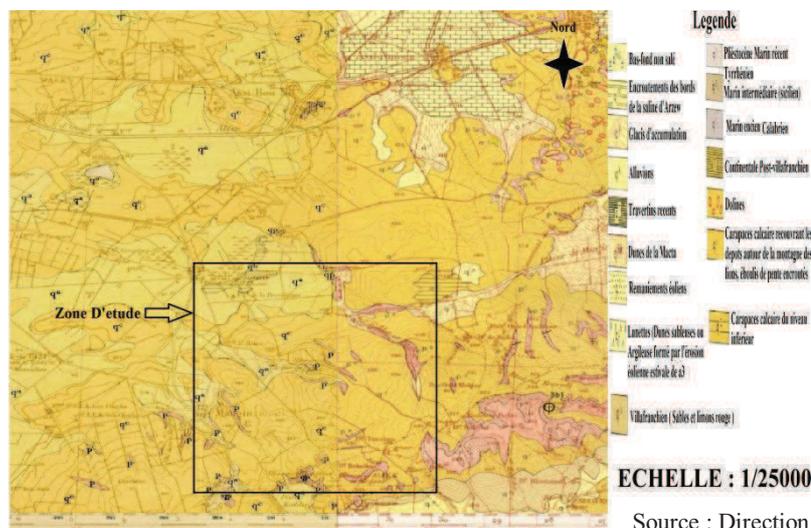
**II.2.3 Description lithologique de la région**

Cette zone est caractérisée structurellement et litho géologiquement par une dépression qui présente une nouvelle formation dus au phénomène d'érosion, d'autres formations géologiques se trouvent aux alentours du site.

Ce phénomène d'érosion provoque une accumulation de dépôts au niveau de cette dépression. Ces dépôts viennent reposer sur la formation géologique d'origine de haut en bas âge calabrien et âge miocène.

La nouvelle formation s'est déposée au sein de cette dépression et constitue de :

- Argile sableuse.
- Limons avec cristaux translucides transparents.
- Anhydrites blanchâtres pulvérulentes.
- Niveaux de conglomérats.
- Graviers.



**Figure II.4 : Extrait de la carte géologique d'Oran**

**II.2.4 Carte Hydrogéologique**

Du point de vue hydrogéologique on remarque la présence d'un aquifère formé des accumulations des différentes formations, la nappe phréatique qui se présente à notre site d'étude est une nappe alluvionnaire libre exploitée par plusieurs puits anciens et récents existants.

L'alimentation de la nappe se fait par les apports liquides du bassin versant.

Le ruissèlement souterrain est du sud au nord ainsi du sud-est au nord-ouest, la qualité des eaux de la nappe est acceptable à mauvaise pour l'agriculture.

Le substratum est formé de marnes du miocène grises, imperméable.

Les autres nappes existantes très profondes comme astien de grès et calcaires miocènes plus calcaire jurassique.

**II.2.5 Réseau Hydrographique**

Notre zone d'étude est caractérisée par la présence de quatre cours d'eau temporaire sont respectivement du sud au sud-est de la ville SIDI CHAHMI CHAABAT ER ROKBA, CHAABAT BOURZAMA, CHAABAT EL FADEL, et CHAABAT HAOUD EL BAROUD. Au nord-est de la ville on rencontre le petit lac de SIDI LAGHZEL.

**II.2.6 La Topographie du site**

La commune de SIDI CHAHMI appartient à l'ensemble des plaines sub-littorales avec une largeur de 8Km à 10 Km, la caractéristique principale de cette zone est la grande dépression qui s'allonge de sud-ouest au nord-est sur 150 Km environ.

Du point de vue morphologique le site est composé de deux ensembles naturelle distinct plus au moins homogène, la plaine est parsemée de dayas occupe plus de 80% du territoire communale. Cette plaine est la continuité de la plaine de figuier d'EL KARMA du côté sud-ouest, où les altitudes ne dépassent que rarement les 100 m avec des pentes inférieure à 5%.

Les collines situées à l'extrême sud-est où les altitudes s'élèvera à 300 m, ces versants sont exposés aux vents du nord-ouest reçoivent des quantités d'eau souvent supérieur à la moyenne.

**II.2.7 Sismicité**

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique liée au mouvement des plaques Africaine et la plaque Eurasique qui sort en perpétuel mouvement de convergence, ce rapprochement se traduit par de nombreux séismes de magnitude.

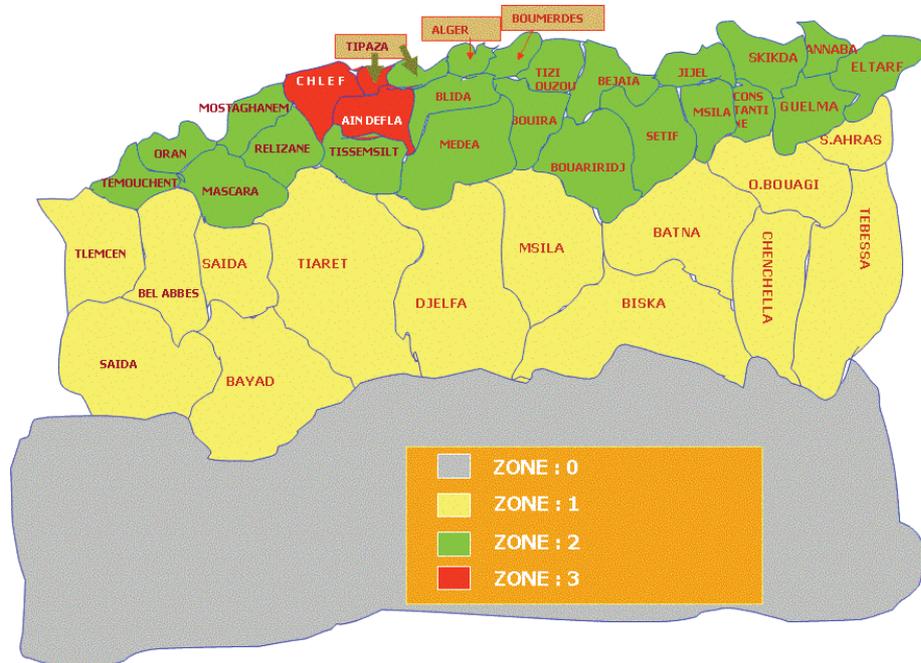
Différentes classes de séisme selon M (accélération du séisme) :

- $M \leq 4$  Faible,
- $4 \leq M \leq 6.5$  Modérés,
- $M \geq 6.5$  Violent

La subdivision des zones sismique devisée en quartes zones sismiques :

- Zone 0 : Sismicité nulle.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone II : Sismicité moyenne.
- Zone III: Sismicité élevée.

Notre zone d'étude est située dans la zone verte N°II ou la sismicité est moyenne, ce qui permet la construction des ouvrages hydrotechniques.



**Figure II.5 : Les zones sismiques en Algérie**

Chapitre III :

# **Etude Hydrologique**

**III.1. INTRODUCTION**

L'étude hydrologique consiste à déterminer les caractéristiques du bassin versant nécessaires à l'élaboration de notre étude, elle donne l'évaluation des apports liquides et solides ainsi que les débits de crue du bassin versant de cour d'eau CHAABAT ER ROKBA.

Notre étude hydrologique se partage en quatre grandes parties :

- Etude des caractéristiques du bassin versant.
- Etude climatologique.
- Etude des apports liquides.
- Etude des apports solides.

**III.2. CARACTERISTIQUES DE FORME**

Les caractéristiques indiquées dans le tableau suivant sont calculés par Auto CAD

**Tableau III.1** : Surface périmètre et Longueur du talweg.

Caractéristiques	Surface	Périmètre	Longueur du talweg principale
Unité	Km <sup>2</sup>	Km	Km
Quantité	5,88	11,166	5,160

**III.2.1. Pente moyenne du bassin versant**

$$I_m = \frac{\Delta H \times (0,5L_1 + L_2 + \dots + 0,5L_n)}{S}$$
 d'ou  $\Delta H$  : Dénivelée,  $L_i$  : Longueur de la courbe de niveau (Km),  $S$  : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$$I_m = 4,95 \%$$

**III.2.2. Indice de compacité de Gravelius  $K_c$** 

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$
 d'ou  $P$  : Périmètre du bassin (Km),  $S$  : Surface du bassin (Km<sup>2</sup>)

$$K_c = 1,29$$

L'indices de compacité de Gravelius  $K_c$  est supérieur à 1 et la longueur est plus grande que la largeur, ceci confirme assez bien l'allongement de bassin versant.

**III.2.3. Rectangles équivalents du Gravelius**

$$L, l = Kc \times \frac{\sqrt{S}}{1,128} \times \left( 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right)$$

$$L = 4,12 \text{ Km}$$

$$l = 1,43 \text{ Km.}$$

On remarque que l'indice de compacité dépasse le 1 et la longueur du rectangle équivalent est presque trois fois la largeur ce qui nous amène à dire que notre bassin est bien allongé.

**III.3. LE RELIEF****III.3.1. Altitudes caractéristiques du bassin versant**

Altitude maximale  $H_{\max} = 295 \text{ m}$

Altitude minimale  $H_{\min} = 90 \text{ m}$

Altitude moyenne  $H_{\text{moy}} = \frac{(S_1H_1 + S_2H_2 + \dots + S_nH_n)}{S}$

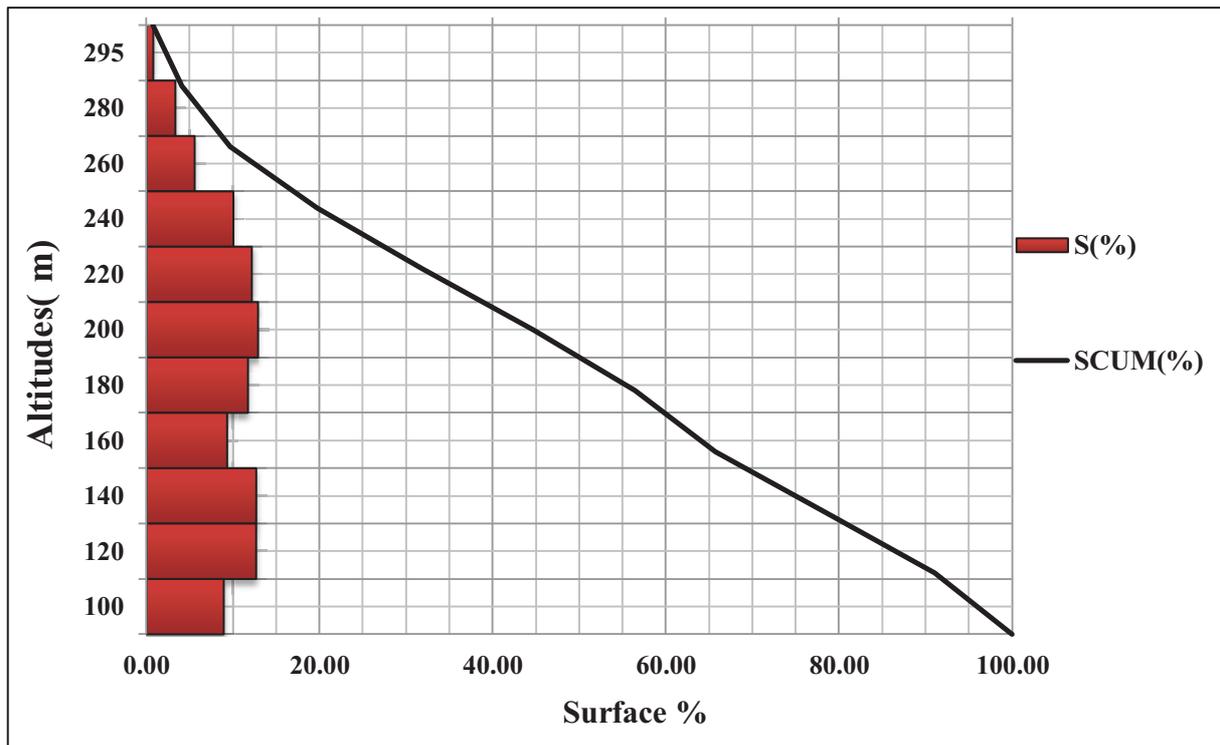
$S_i$  : La surface partielle comprise entre deux courbes de niveau (Km<sup>2</sup>).

$H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$  : L'altitude moyenne entre deux courbes de niveau.

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

**Tableau III.2 :** Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitudes	Surfaces partielles	Surface partielles	Surface cumulées
m	Km <sup>2</sup>	%	%
295-280	0.05	0.78	0.78
280-260	0.20	3.33	4.11
260-240	0.33	5.56	9.67
240-220	0.59	10.03	19.69
220-200	0.71	12.16	31.85
200-180	0.76	12.88	44.73
180-160	0.69	11.72	56.45
160-140	0.55	9.31	65.75
140-120	0.74	12.67	78.42
120-100	0.74	12.66	91.08
100-90	0.52	8.92	100.00



**Figure III.1 : Répartition et courbe Hypsométriques du bassin versant**

$$H_{\text{moy}} = 170,93 \text{ m}, H_{5\%} = 274,28 \text{ m}, H_{\text{med}} = 180 \text{ m}, H_{95\%} = 112,72 \text{ m}$$

D'après la courbe hypsométrique on remarque que la variation des altitudes n'est pas très importante car notre courbe est presque une droite ce qui confirme que la variation de la pente est autour de la moyenne.

### III.3.2. Indice de pente globale

$$I_g = \frac{H_{5\%}}{L} - \frac{H_{95\%}}{L}$$
 d'où  $H_{5\%}, H_{95\%}$  (m) : les altitudes correspondantes à  $S_{5\%}, S_{95\%}$  respectivement,  $L$  : longueur du rectangle équivalent (m).

$$I_g = 3,13 \text{ m/Km}$$

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} \quad \text{d'où } S : \text{surface du bassin versant (Km}^2\text{)}.$$

$$D_s = 7,59 \text{ m}$$

D'après la classification D'O.R.S.T.O.M [2] actuellement I.R.D notre bassin versant est de relief très faible.

**III.4. LE RESEAU D'ECOULEMENT**

**III.4.1. La densité de drainage**

$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n^{22}} Li}{S}$  ,  $\sum Li$  : La somme des longueurs de tous les cours d'eau de l'ordre i (Km), S : la surface du bassin (Km<sup>2</sup>).

$$D_d = 1,57 \text{ Km/Km}^2$$

**III.4.2. La pente moyenne du cour d'eau principale**

$I_0 = \frac{H_{max}}{L} - \frac{H_{min}}{L}$  d'où  $H_{min}$ ,  $H_{max}$  : l'altitude minimale et maximale respectivement du cours d'eau principale (266,16 et 90m) et L : la longueur du cours d'eau (5160m).

$$I_0 = 3,41\%$$

Pente faible ce qui occasionne un écoulement lent à rapide quand le débit est très important.

**III.4. Temps de concertations du bassin versant  $T_C$**

**Tableau III.3** : Calcul du temps de concentration.

Auteur	Formule	Valeurs estimée (heures)
Giandotti	$\frac{4 * \sqrt{S} + 1.5 * L}{0.8 * \sqrt{(H_{moy} - H_{min})}}$	2,423
Turazza	$0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{I}}$	1,824
Sokolovsky	$\frac{L}{3.6 * V_R}$	0,956
Kirpich	$0.945 * \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}}$	0,859
Soil Conservation Service (SCS)	$\left(0.87 * \frac{L^3}{H}\right)^{0.387}$	0,812

S : La surface du bassin versant (5,88 Km<sup>2</sup>).

L : La longueur du talweg principale (5,16Km).

$H_{moy}$  : L'altitude moyenne du bassin versant (170,93 m).

$H_{min}$  : L'altitude minimale du bassin vessant (90 m).

**I** : Pente moyenne du talweg principale.

**V<sub>R</sub>** : La vitesse d'écoulement pour les petit cours d'eau est proche de 1,5 m/s.

**D** : La dénivelée entre les deux extrémités du talweg principale (176,16m).

**H** : La dénivelée maximale (205m).

La valeur du  $T_C$  qu'on va choisir dépend de la vitesse de ruissellement et du volume de la crue a stocké car ces deux paramètre varie en fonction du  $T_C$  comme suit :

-  $T_C$  augmente,  $V_r$  : diminue,  $V_{crue}$  : augmente.

-  $T_C$  diminue,  $V_r$  : augmente,  $V_{crue}$  : diminue.

#### III.4.4. La vitesse de ruissèlement

$V_R = \frac{L}{T_c}$  , **L** : La longueur de cours d'eau principale (m).

**T<sub>C</sub>** : Temps de concentration (S).

Pour un **T<sub>C</sub> (Max)=2,423 H** **V<sub>R</sub> = 2,13 Km/h**

Pour un **T<sub>C</sub> (Min)=0,812 H** **V<sub>R</sub> = 6,35 Km/h**

La torrentialité de l'écoulement est plus importante pour le deuxième cas mais entre les deux cas le volume de la crue sera exprimé par le rapport suivant :

$$\frac{T_c \min}{T_c \max} \text{ donc } V_{T_c \min} = 0,335.V_{T_c \max}$$

On a opté pour  $T_c = 2,423$  h.

**Tableau III.4:** Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

<b>Caractéristiques</b>		
<b>Morphométrie</b>		
Surfaces	(Km <sup>2</sup> )	5,88
Périmètres	(Km)	11,166
Longueur du talweg	(Km)	5,160
<b>Le relief</b>		
<b>Les altitudes caractéristiques</b>		
Altitudes max	(m)	295
Altitudes moy	(m)	170, 93
Altitudes min	(m)	90
Altitudes 5 %	(m)	274, 28
Altitudes 95 %	(m)	112, 72
Indice de pente globale Ig	(m/Km)	3,13
La pente moyenne du BV Im	(%)	4,95
Indice de compacité de Gravilius Kc		1,29
Dénivelé Spécifique	(m)	7,59
<b>Le réseau hydrographique</b>		
La densité de drainage Dd	(Km/Km <sup>2</sup> )	1,57
Longueur du cours d'eau principale	(Km)	5,160
Pente moy du cours d'eau principal	(%)	3,41
Temps de concentration	(h)	2,423
Vitesse moyenne ruissellement	(Km/h)	2,13

### **III.5. CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES**

#### **III.5.1. Température**

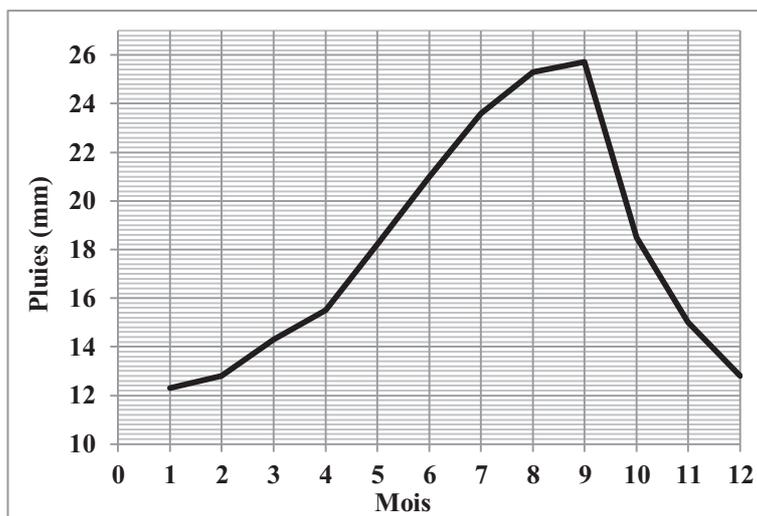
Les températures sont basses en hiver (Décembre, Janvier et Février) et augmentent d'une façon régulière jusqu'au maximum atteint en juillet et Août.

La température maximale est enregistrée au mois d'AOUT 25.72°C et la température minimale au mois de janvier 12.3°C. La température moyenne annuelle est 17.92 °C.

**Tableau III.5 :** Les températures moyennes mensuelles (1990-2001) :

Mois	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
T °c	12.3	12.8	14.3	15.5	18.2	21	23.6	25.3	25.72	18.5	15	12.8	17.918

Source : ANRH Station d'EL BRAYA (40502)



**Figure III.2 : Répartition mensuelle des températures**

**III.5.2. Evaporation**

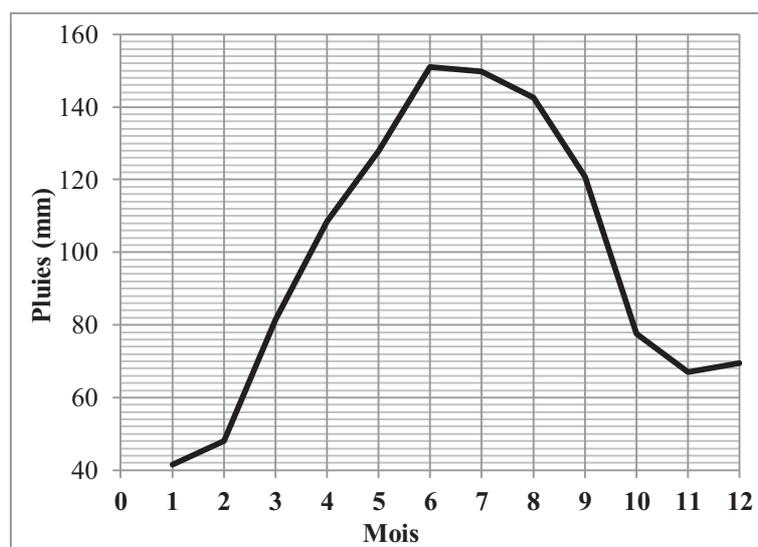
L'évaporation est basse en hiver (décembre et janvier) et augmente jusqu'au maximum en juin, juillet et août.

L'évaporation maximale est enregistrée au mois de juin 151.04mm et l'évaporation minimale au mois de décembre de 69.42mm.

**Tableau III.6 : L'évaporation moyenne mensuelle (1990-2001).**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
L'évaporation (mm)	41.53	48.08	81.46	108.4	127.85	151.04	149.74	142.62	120.7	77.5	67.01	69.42	98.78

Source : ANRH Station d'EL BRAYA (40502)



**Figure III.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation**

**III.5.3 Les Vents**

La vitesse du vent varie entre 7 et 10 Knodts pour une direction dominante nord-ouest et le tableau suivant exprime ces deux paramètres du vent de cette région basés sur les statistiques de la durée entre Avril 2010 et Mars2012.

**Tableau III.7 :** La vitesse et la direction du vent dominant.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec	TOT
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1--12
Vitesse du vent en (Knots)	7	9	9	9	10	10	10	9	9	8	9	8	8
Direction du vent dominant	ouest	ouest	sud-ouest	nord-est	ouest	ouest	nord-ouest	nord-ouest	nord-ouest	ouest	ouest	ouest	ouest

Source : ANRH station de Sénia (40402)

**III.5.4 Pluviométrie**

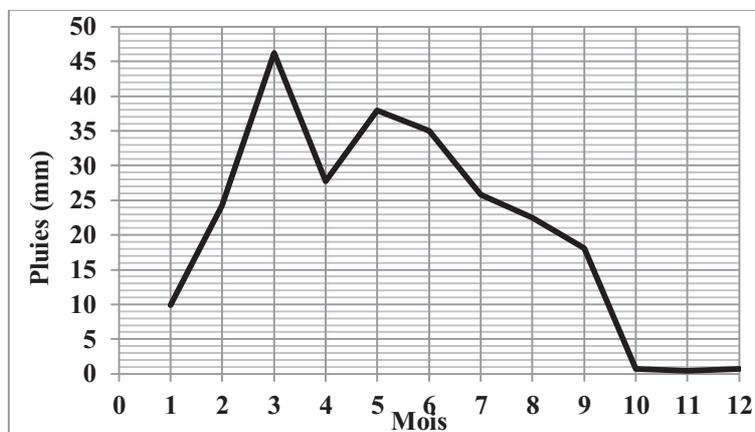
L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données de précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude, comme notre bassin versant est dépourvue de station pluviométrique, nous utiliserons la station d'El BRAYA(40504) (X=208,7Km Y=263,85Km Z=110m).

La pluie moyenne interannuelle est de 292,08 mm qui représente une valeur moyenne pour cette région.

**Tableau III.8 :** Les précipitations moyennes mensuelles (1925-2005).

Mois	SEP (1)	OCT (2)	NOV (3)	DEC (4)	JAN (5)	FEV (6)
P (mm)	8.07	27.18	51.85	32.26	39.00	40.53
Mois	MARS (7)	AVRL (8)	MAI (9)	JUI (10)	JUILL (11)	AOUT (12)
P (mm)	29.06	27.05	20.96	0.87	0.03	0.73

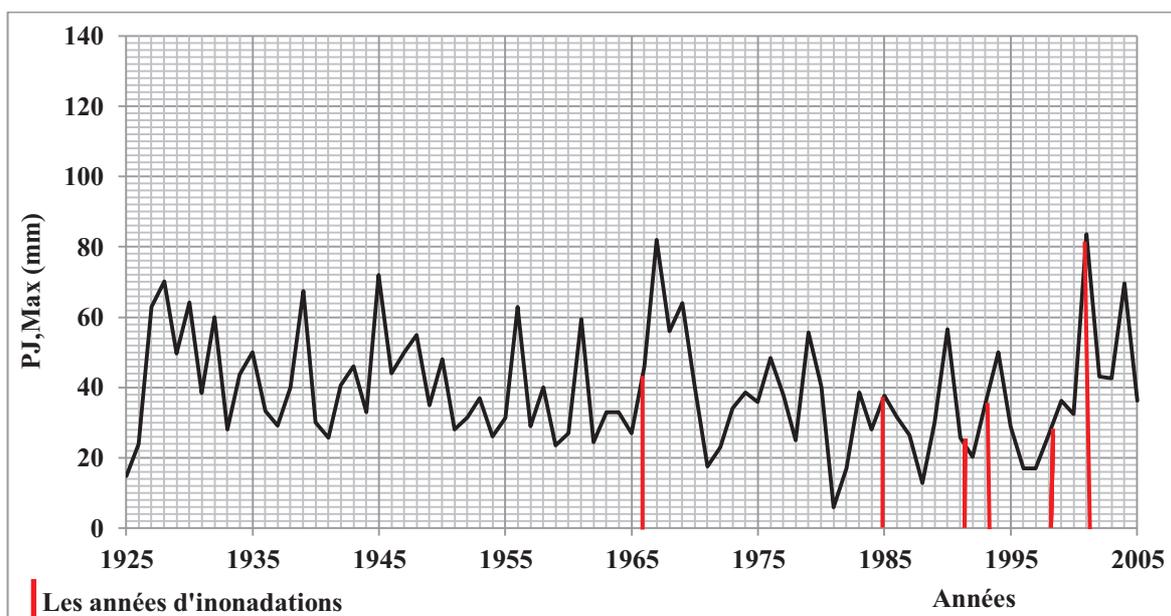
Source : ANRH Station d'EL BRAYA (40502)

**Figure III.4 :** Répartition mensuelle des pluies

**Tableau III.9:** La série des  $P_{j,max}$  annuelle (80 ans d'observation).

Années	$P_{j,max}$	Années	$P_{j,max}$	Années	$P_{j,max}$	Années	$P_{j,max}$
1925	14.7	1945	72	1965	27	1985	37.66
1926	23.80	1946	44	1966	46	1986	31.6
1927	63.00	1947	50	1967	82	1987	26.4
1928	70.20	1948	55	1968	56	1988	12.7
1929	49.70	1949	35	1969	64	1989	30
1930	64.10	1950	48	1970	40.5	1990	56.5
1931	38.40	1951	28	1971	17.5	1991	25.6
1932	60.10	1952	31.5	1972	23	1992	20.3
1933	28.00	1953	37	1973	34.1	1993	35.5
1934	43.60	1954	26	1974	38.6	1994	50
1935	50.10	1955	31.4	1975	35.9	1995	29
1936	33.30	1956	63	1976	48.3	1996	17
1937	29.10	1957	29	1977	37.9	1997	17
1938	40.00	1958	40	1978	25	1998	26.5
1939	67.50	1959	23.5	1979	55.7	1999	36.3
1940	30.00	1960	27	1980	40.2	2000	32.4
1941	25.70	1961	59.5	1981	5.8	2001	83,6
1942	40.50	1962	24.5	1982	17	2002	43.1
1943	46	1963	33	1983	38.5	2003	42.6
1944	33	1964	33	1984	28	2004	69.7
						2005	36.3

Source : ANRH Station d'EL BRAYA (40502)



**Figure III.5 :** Courbes chronologiques des pluies maximales journalières observées (1925-2005)

**III.6. ANALYSE FREQUENTIELLE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUE**

Cette étude consiste à ajuster les précipitations journalières maximales suivant la loi théorique la plus adéquate, dans notre travail on va utiliser les trois lois théoriques suivantes :

- Gumbel (doublement exponentielle).
- Galton (Log Normale).
- GEV (La loi généralisée des valeurs extrêmes).

**III.6.1. Critères de choix de la loi d'ajustement**

- L'allure des points sur le papier à probabilité nous permet de détecter (les sinuosités, la mauvaise courbure, les cassures de pente) pour accepter ou rejeter la loi.
- la tolérance du test de dispersion ne doit pas dépasser les 5%.
- Le nombre des paramètres de la loi ne dépassent pas trois sauf dans des cas exceptionnels.

**III.6.2. Test d'homogénéité de la série des  $P_{J,MAX}$** 

On subdivise la série en deux séries d'où la taille de la première série ( $N_1 = 31$ ) et la taille de la deuxième ( $N_2 = 49$ ), et on vérifie l'homogénéité de la première série par rapport à la deuxième série utilisant le test de Wilcoxon (test des rangs) à base de logiciel **Hyfran**.

$W=1,78$ ,  $P$ -value = 0,0754 donc on peut dire que la série est homogène au niveau de signification 5% .

**III.6.3. Caractéristiques empiriques de la série pluviométriques des  $P_{J,MAX}$** 

**Tableau III.10 :** Caractéristiques de la série pluviométriques.

Caractéristique	Formule	Valeur
La taille de la série : N	-	81
Valeur max : $P_{max}(mm)$	-	83,6
Valeur min : $P_{min}(mm)$	-	5,8
La moyenne : $\bar{P}(mm)$	$\sum_{i=1}^n \frac{P_i}{n}$	39,00

**Tableau III.10 (suite) :** Caractéristiques de la série pluviométriques.

Caractéristique	Formule	Valeur
Ecart type : $\sigma$	$\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}$	16,2
Coefficient de variation : Cv	$\frac{\text{Ecart type}}{\bar{P}}$	0,416
La Médiane : $\tilde{P}$ (mm)	$\frac{(P_{\frac{n}{2}+1} + P_{\frac{n}{2}})}{2}$	36,3
Coefficient d'asymétrie : Cs	$\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^3}{(n-1)\sigma^3}$	0,685
Coefficient d'aplatissement K :	$\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^4}{(n-1)\sigma^4}$	3,01

**III-6-4-Procédé de l'ajustement et ajustement des  $P_{j,max}$ .**

- Tri de la série par ordre croissant (fréquence au non dépassement).
- Calcule de la fréquence expérimentale par la formule de Hazen.

$F(x) = \frac{m-0,5}{n}$  d'où m : le rang, n : la taille de la série.

- Calcule des variables réduites de la loi d'ajustement

$U = \frac{P_{j,max} - \bar{P}_{j,max}}{\sigma}$  : la variable réduite de gauss.

$U = \frac{\ln P_{j,max} - \ln \bar{P}_{j,max}}{\sigma}$  : la variable réduite de Galton.

$Y = -\ln(-\ln P_{j,max})$  : Variable réduite de Gumbel.

- Evaluation de l'équation de l'ajustement selon la loi utilisée

$P_{j,max,p\%} = e^{((\ln \bar{P}_{j,max}) + u\sigma)}$  : loi log normale (Galton).

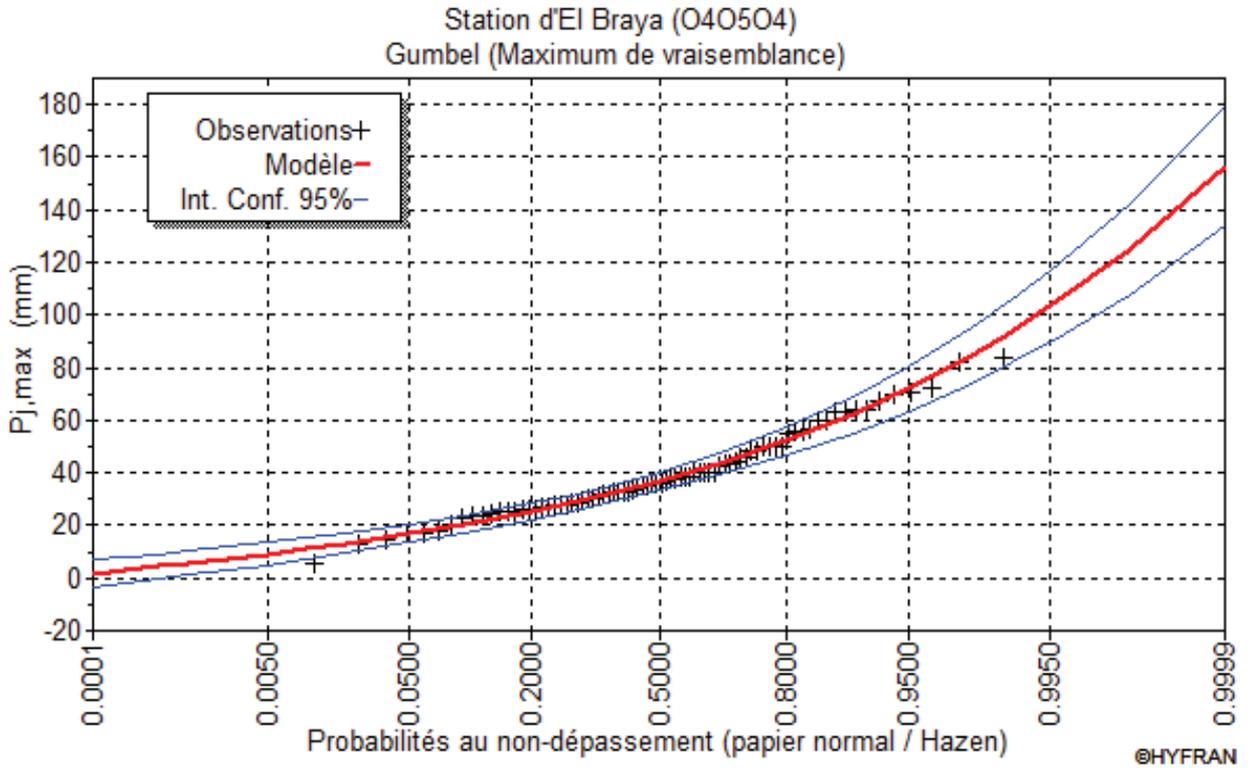
$P_{j,max,p\%} = \frac{1}{\alpha} \times Y + P_0$  : loi de Gumbel.

$\alpha = 0,78\sigma$  et  $P_0 = \bar{P} - 0,577 \sigma$

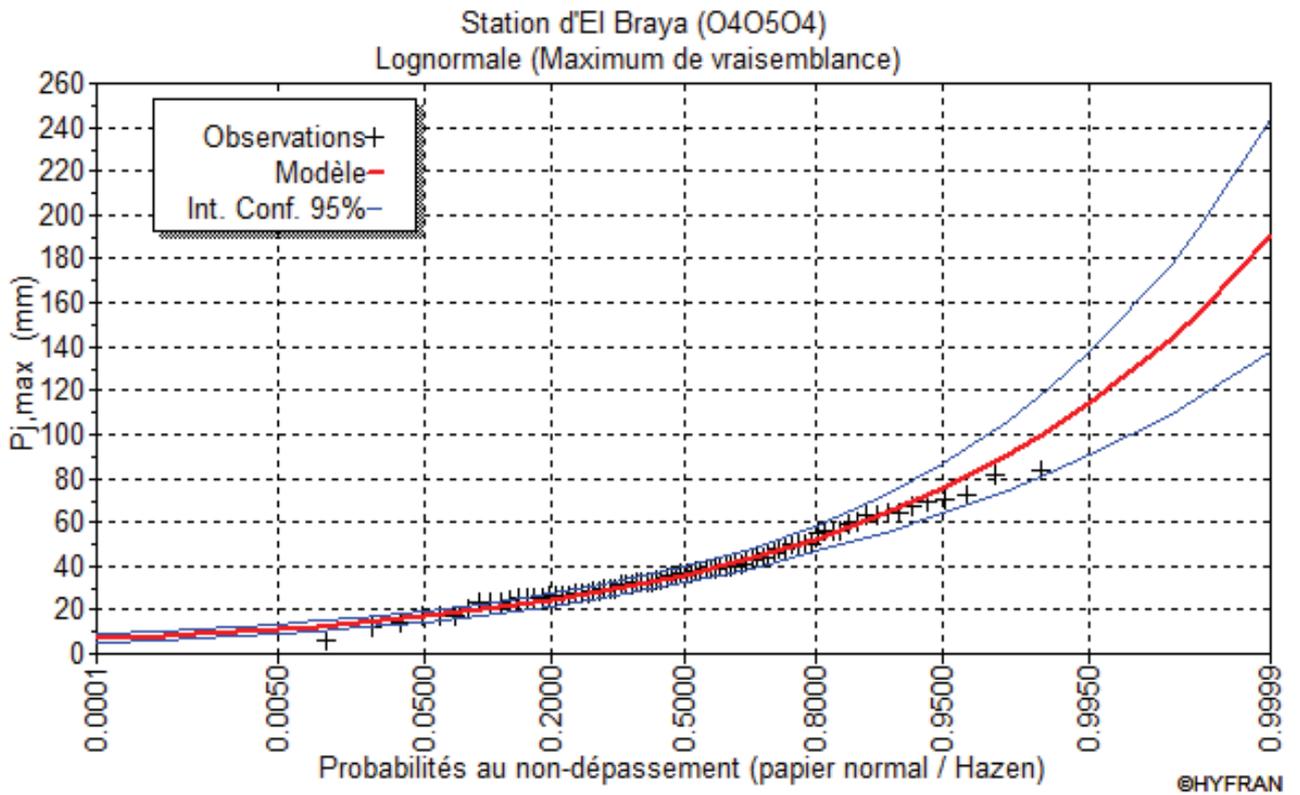
-Calcule des quantiles soit graphiquement directement sur le graphe ou analytiquement par l'équation d'ajustement.

-Evaluation de l'intervalle de confiance.

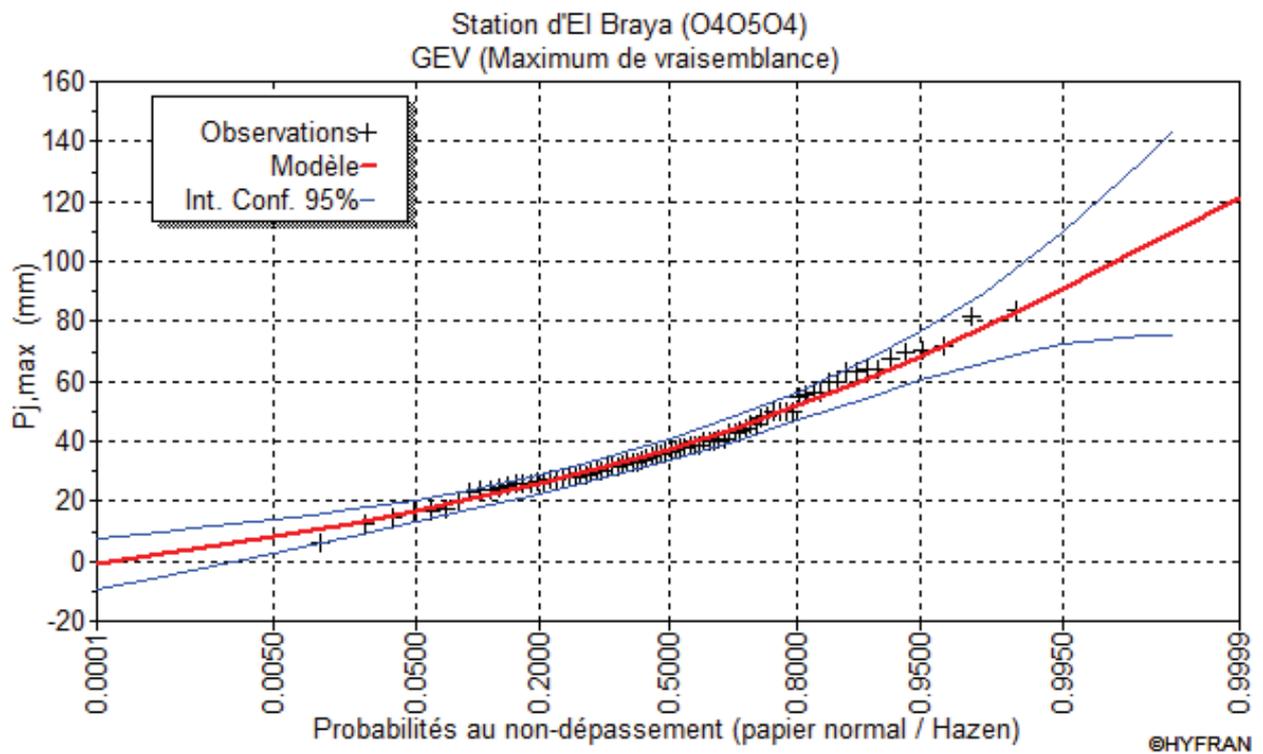
L'ajustement de notre série des  $P_{j,max}$  est fait par le logiciel **Hyfran**.



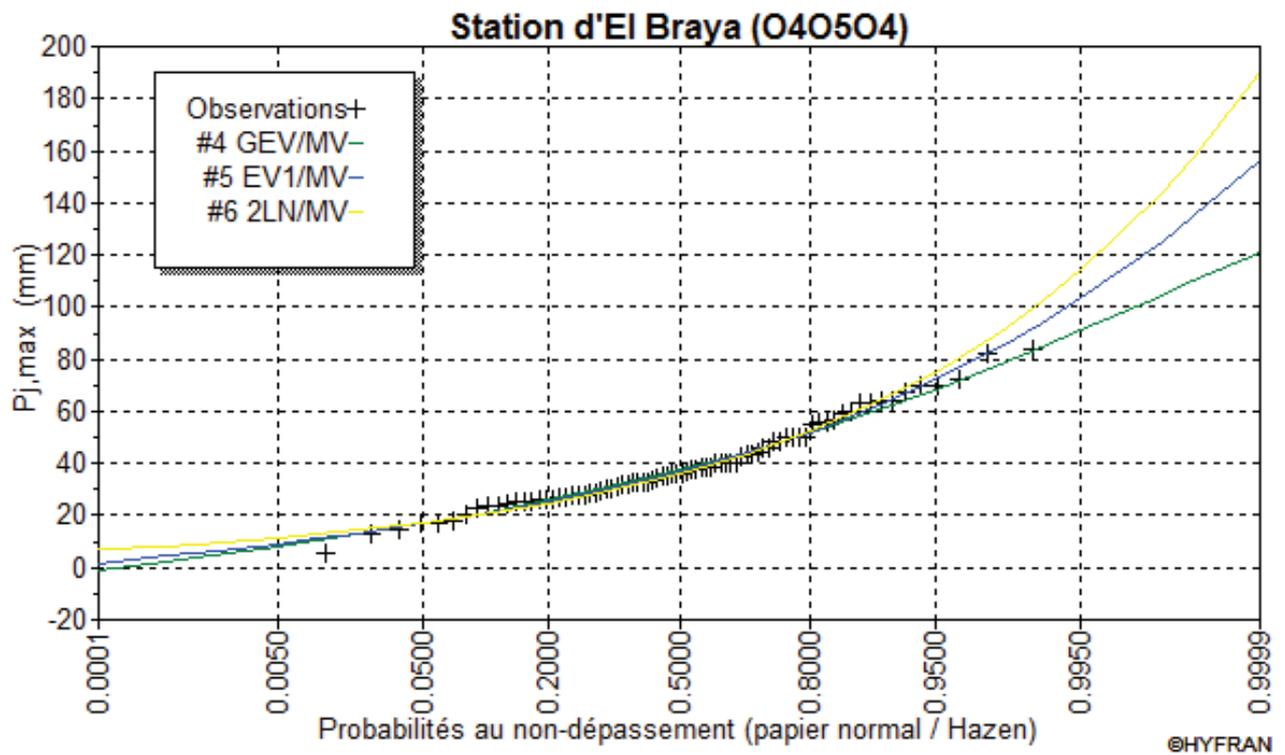
**Figure III.6 : Ajustement des pluies journalières maximales a la loi de Gumbel**



**Figure III.7: Ajustement des pluies journalières maximales a la loi Galton (Loi log normale)**



**Figure III.8: Ajustement des pluies journalières maximales à la loi GEV (La loi généralisée pour les valeurs maximales)**



**Figure III.9 : Comparaison entre les trois lois d'ajustement des pluies journalières maximales (loi de Galton, GEV et loi de Gumbel)**

**Tableau III.11 :** Comparaison par critères de (BIC, AIC).

Loi d'ajustement	Nbre de paramètres	P <sub>T</sub>	P(Mi)	P (Mi/x)	BIC	AIC
Gumbel (Maximum de vraisemblance)	2	93.79	33.33	81.76	682.202	677.413
<b>GEV (Maximum de vraisemblance)</b>	<b>3</b>	<b>85.00</b>	<b>33.33</b>	<b>14.15</b>	<b>685.71</b>	<b>678.527</b>
Log normale (Maximum de vraisemblance)	2	102.21	33.33	4.09	688.194	683.405

T (Période de retour) =100 **Ans** et N (Taille de la série) = 81

**Remarque :**

D’après le graphique et la comparaison (BIC, AIC-Hyfran-), la précision on a opté pour la loi **GEV** d’ou les pluies maximales journalières s’ajustent bien a cette dernière.

**Tableau III.12 :** résultat de l’ajustement a loi GEV.

T (ans) : Période de retour	Fréquence	P <sub>j,max,p%</sub> (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%	
10000	0.9999	122	24.3	138	246
2000	0.9995	111	17.8	118	198
1000	0.999	105	15.2	110	179
200	0.995	91.5	9.77	90.9	138
100	0.99	85	7.76	82.7	122
50	0.98	78.1	6.01	74.5	106
20	0.95	68.3	4.15	63.6	86.5
10	0.9	60.3	3.13	55.2	72.2
5	0.8	51.4	2.44	46.1	58.1
2	0.5	37	1.83	32.1	39.1

**III.7. ETUDE DES PLUIES DE COURTES DUREES ET INTENSITES**

Les pluies de courte durée sont déterminées à base de la formule de Montanari

$$P_{cd} = P_{j,max,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \text{ (mm)} \quad \text{(Formule de Montanari).}$$

D’où t : durée de l’averse(h), b : exposant climatique=0,325

Source : ANRH

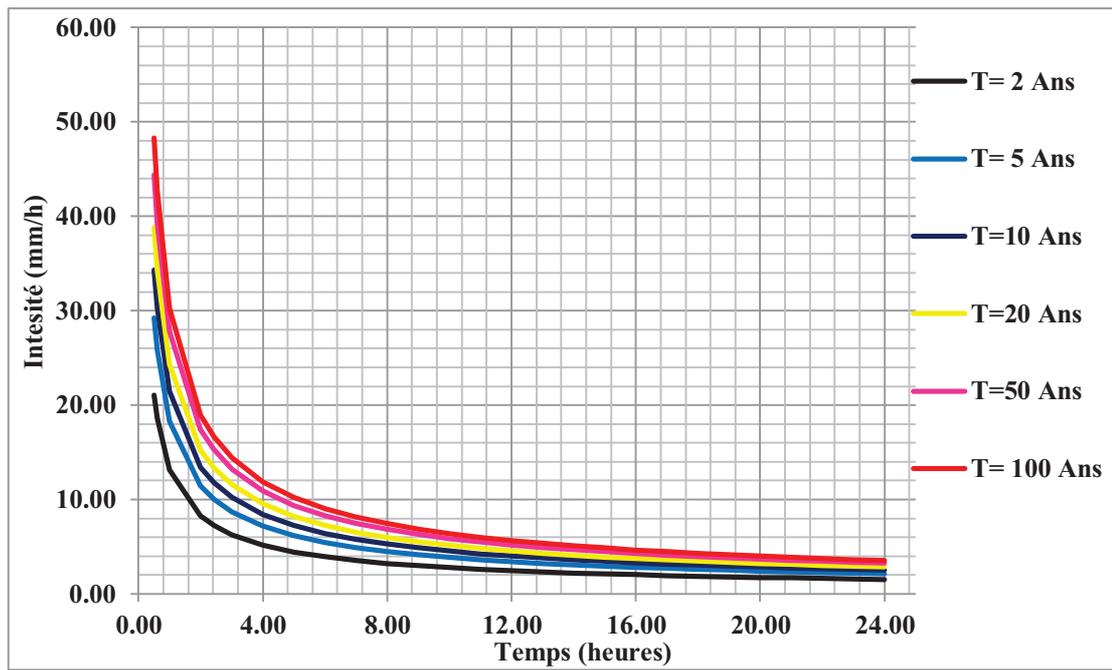
Et on évalue les intensités de courte durée pour différentes période de retour par la

formule suivante :

$$I = \frac{P_{cd}(t)}{t} \text{ (mm/h).}$$

Tableau III.13 : Pluies de courte durée et Intensités-Durée-Fréquence.

Période de retour Pj,max,P%(mm)	2 Ans		5 Ans		10 Ans		20 Ans		25 Ans		50 Ans		100 Ans	
	Pcd	I	Pcd	I	Pcd	I	Pcd	I	Pcd	I	Pcd	I	Pcd	I
	36.90		53.30		64.20		74.60		77.90		88.10		98.20	
T(H)														
0.50	10.49	20.97	15.15	30.29	18.24	36.49	21.20	42.40	22.14	44.28	25.04	50.07	27.91	55.81
1.00	13.14	13.14	18.97	18.97	22.85	22.85	26.56	26.56	27.73	27.73	31.36	31.36	34.96	34.96
2.00	16.45	8.23	23.77	11.88	28.63	14.31	33.27	16.63	34.74	17.37	39.29	19.64	43.79	21.90
2.42	17.51	7.23	25.30	10.44	30.47	12.58	35.41	14.61	36.97	15.26	41.81	17.26	46.61	19.24
3.00	18.77	6.26	27.12	9.04	32.66	10.89	37.95	12.65	39.63	13.21	44.82	14.94	49.96	16.65
4.00	20.61	5.15	29.77	7.44	35.86	8.97	41.67	10.42	43.51	10.88	49.21	12.30	54.85	13.71
5.00	22.16	4.43	32.01	6.40	38.56	7.71	44.81	8.96	46.79	9.36	52.91	10.58	58.98	11.80
6.00	23.52	3.92	33.97	5.66	40.91	6.82	47.54	7.92	49.64	8.27	56.14	9.36	62.58	10.43
7.00	24.72	3.53	35.71	5.10	43.02	6.15	49.98	7.14	52.19	7.46	59.03	8.43	65.80	9.40
8.00	25.82	3.23	37.30	4.66	44.92	5.62	52.20	6.53	54.51	6.81	61.65	7.71	68.71	8.59
9.00	26.83	2.98	38.75	4.31	46.68	5.19	54.24	6.03	56.64	6.29	64.05	7.12	71.40	7.93
10.00	27.76	2.78	40.10	4.01	48.30	4.83	56.13	5.61	58.61	5.86	66.28	6.63	73.88	7.39
11.00	28.64	2.60	41.36	3.76	49.82	4.53	57.89	5.26	60.45	5.50	68.37	6.22	76.21	6.93
12.00	29.46	2.45	42.55	3.55	51.25	4.27	59.55	4.96	62.19	5.18	70.33	5.86	78.39	6.53
13.00	30.23	2.33	43.67	3.36	52.60	4.05	61.12	4.70	63.83	4.91	72.18	5.55	80.46	6.19
14.00	30.97	2.21	44.74	3.20	53.88	3.85	62.61	4.47	65.38	4.67	73.94	5.28	82.42	5.89
15.00	31.67	2.11	45.75	3.05	55.11	3.67	64.03	4.27	66.86	4.46	75.62	5.04	84.29	5.62
16.00	32.34	2.02	46.72	2.92	56.27	3.52	65.39	4.09	68.28	4.27	77.22	4.83	86.08	5.38
17.00	32.99	1.94	47.65	2.80	57.39	3.38	66.69	3.92	69.64	4.10	78.76	4.63	87.79	5.16
18.00	33.61	1.87	48.54	2.70	58.47	3.25	67.94	3.77	70.95	3.94	80.24	4.46	89.43	4.97
19.00	34.20	1.80	49.40	2.60	59.51	3.13	69.15	3.64	72.20	3.80	81.66	4.30	91.02	4.79
20.00	34.78	1.74	50.23	2.51	60.51	3.03	70.31	3.52	73.42	3.67	83.03	4.15	92.55	4.63
21.00	35.33	1.68	51.04	2.43	61.47	2.93	71.43	3.40	74.59	3.55	84.36	4.02	94.03	4.48
22.00	35.87	1.63	51.81	2.36	62.41	2.84	72.52	3.30	75.73	3.44	85.64	3.89	95.46	4.34
23.00	36.39	1.58	52.57	2.29	63.32	2.75	73.58	3.20	76.83	3.34	86.89	3.78	96.85	4.21
24.00	36.90	1.54	53.30	2.22	64.20	2.68	74.60	3.11	77.90	3.25	88.10	3.67	98.20	4.09



**Figure III.10 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence**

**III.8.ETUDE DES APPORTS**

**III.8.1. Etude des apports liquides**

Comme notre bassin versant ne dispose aucune station hydrométrique donc on va estimer l’apport moyen interannuel à base des formules empiriques.

**Tableau III.14 :**L’apport liquide moyen interannuel.

Auteur	Formule	Apport moyen interannuel (Hm <sup>3</sup> )
MEDINGER	$Le=1,024 \times (\bar{P} - 0,26)^2$	$A_0=0,006$
TURC	$Le=\bar{P} - \frac{\bar{P}}{\sqrt{0,9 + \frac{\bar{P}^2}{L^2}}}$ $L=300+25T+0,005T^3$	$A_0= - 0,017$
ANRH/SOGREAH	$Le=720 \times \left(\frac{\bar{P}-250}{1000}\right)^{1,85}$	$A_0=0,012$
ANRH	$A_0 = 0,915 \bar{P}^{2,684} S^{0,842}$	0,15

**Tableau N III-14(suite) :L'apport liquide moyen interannuel.**

Auteur	Formule	Apport moyen interannuel (Hm <sup>3</sup> )
ERRIH	$Le=6,8 \times 10^{-8} \times \bar{P}^{3,24}$	$A_0=0,04$
PADOUN	$M_0=1,54 \times (0,0019 \times \bar{P})^{3,57}$	$A_0 = M_0 \cdot \frac{1 \text{ Année (s)}}{1000} \cdot S = 0,035$

**Remarque :  $A_0 = Le \cdot S$**

$A_0$  : L'apport moyen annuel.

$Le$  : La lame d'eau écoulée.

$\bar{P}$  : La précipitation moyenne interannuelle, (292,08 mm), (en m pour Medinguer, et en mm pour les autres formules).

$T$  : Température moyenne annuelle en °C. (17,92°C).

$S$  : Surface du bassin versant en (5,88Km<sup>2</sup>).

$M_0$  : Débit spécifique (l/s/Km<sup>2</sup>).

On prend la valeur de l'apport moyen interannuel **0,15Mm<sup>3</sup>** calculer par la formule de ANRH car elle est la plus importante des valeurs du tableau III-11 et aussi développer par rapport aux observations du nord Algérien ou les propriétés climatologiques sont les mêmes de notre zone d'étude.

### **III.8.2. Caractéristiques de l'écoulement**

Le tableau suivant résume les caractéristiques de l'écoulement de notre bassin versant :

**Tableau III.15 :** Caractéristiques de l'écoulement.

S (Km <sup>2</sup> )	A <sub>0</sub> (Hm <sup>3</sup> )	Le (mm)	Me (l/s)	M <sub>0</sub> (l/s/Km <sup>2</sup> )	Ce	Cv		
						K.M	Sokolovski	Ourkguiprovodkhoz
5,88	0,15	25,51	4,76	0,81	0,023	0,79	0,79	0,72

**III.8.3. Calcul de l'apport fréquentiel de probabilité de 80%**

A défaut de l'absence de la série des apports liquide on procède a évalué l'apport fréquentiel de probabilité de 80% comme suit :

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \times e^{u \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (\text{Loi de Galton})$$

$$C_v = \frac{0,83}{M_0^{0,27} \times S^{0,06}} \quad , (\text{Loi de Kristekly Menkel}).$$

$$C_v = 0,79 \text{ et } A_{80\%} = 0,066 \text{Mm}^3$$

$$C_v = a - 0,063 \text{Log}_{10} (M_0 + 1) \quad (\text{Loi de Sokolovski}).$$

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$$

$$C_v = 0,79 \text{ et } A_{80\%} = 0,066 \text{Mm}^3$$

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{0,125}} \quad (\text{Loi de Ourkuiprovodkhoz}).$$

$$C_v = 0,72 \text{ et } A_{80\%} = 0,071 \text{ Mm}^3$$

avec **u** (variable de Gauss) = - 0,841

$A_{80\%} = 0,071 \text{Mm}^3$  Calculé par la formule de Galton pour  $C_v = 0,72$  estimé par la formule précédente (Loi de Ourkuiprovodkhoz).

**III.8.4. Répartition mensuelles des Apports**

La répartition des apports et en parallèle avec la répartition des pluies mensuelles

**Tableau III.16:** Répartition mensuelles des Apports.

Mois	SEP (1)	OCT (2)	NOV (3)	DEC (4)	JAN (5)	FEV (6)
P (%)	2.91	9.79	18.68	11.62	14.05	14.6
A(milles m <sup>3</sup> )	4.365	14.685	28.02	17.43	21.075	21.9
A80%(milles m <sup>3</sup> )	2.07	6.95	13.26	8.25	9.98	10.37
Mois	MARS (7)	AVRL (8)	MAI (9)	JUI (10)	JUILL (11)	AOUT (12)
P (%)	10.47	9.74	7.55	0.31	0.01	0.26
A(milles m)	15.705	14.61	11.325	0.465	0.015	0.39
A80%(milles m <sup>3</sup> )	7.43	6.92	5.36	0.22	0.01	0.18

**III.8.5. Estimation de l'apport solide**

L'absence des observations et des mesures de l'apport solide de notre bassin versant nous amène à estimer ce dernier par la méthode empirique Tixeront.

$$E_s = a \cdot L_e^{0,15} \quad \text{D'où}$$

$a = 350$  pour un terrain de perméabilité moyenne.

$E_s$  : l'érosion spécifique (T/Km<sup>2</sup>.Ans).

$L_e$  : la lame d'eau écoulée en (mm).

$$E_s = 568,95 \text{ T/Km}^2 \cdot \text{Ans}$$

$$V_s = \frac{E_s \times S \times T}{D_s}$$

$V_s$  : l'apport solide en Tonnes.

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

$T$  : temps (ans).

$D_s$  : densité des sédiments (1,6 T/m<sup>3</sup>) Source : Etude de la digue CHAABAT ER ROKBA

Donc l'apport solide d'une année est de :

$$V_s = 3345,43 \text{ Tonnes.}$$

**III.9. ETUDE DE LA CRUE****III.9.1. Estimation et choix du débit de projet**

A cause de l'absence des mesures de débit transité par CHAABAT ER ROKBA l'évaluation des débits s'effectue à base des formules empiriques les plus fréquentes en Algérie [3].

Le choix du débit du projet est très important dans une étude de protection d'une ville contre les inondations qui sont généralement brusques et violentes.

**Tableau III.17 :** Calcul du débit de crue  $Q_{\max,p\%}$  ( $m^3/s$ )

Auteur	Formule	Période de retour (Ans)				
		5	10	20	50	100
Sokolovski, $Q_{\max,p\%}$ ( $m^3/s$ )	$0,28 \times \frac{Pct \times a_{r\%} \times S \times f}{T_m}$ D'où $f = 0,6$ (coefficient de forme)	5,97	7,58	9,25	11,33	13,16
Maillet Gauthier $Q_{\max,p\%}$ ( $m^3/s$ )	$2.K.Log(1+20\bar{H}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4LogT - LogS}$	7,51	8,53	9,63	10,81	11,62
Turazza $Q_{\max,p\%}$ ( $m^3/s$ )	$\frac{C_{1tc}}{3,6} S$	9,85	11,68	15,08	17,47	19,04
Taibi (ANRH) $Q_{\max,p\%}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{moy} e^{0,8u}$ d'où $Q_{moy} = 0,000781.S^{0,688}.P^{1,275}$	7,19	10,13	13,63	18,92	23,52
Meddi (1992) $Q_{\max,p\%}$ ( $m^3/s$ )	$3.10^{-4}X + 0,64LogY + 0,67LogP_{p\%} + 0,19LogT - 0,013(\frac{H}{S^{\frac{2}{3}}}) + 0,06L + 0,28D_d - 1,62$ (polycopie de l'étude faite par MEDDI Mohamed ENSH-1992 pour la détermination d'une méthode empirique des débits Max fréquentiel en Algérie)	15,92	20,22	25,07	32,64	39,41
Moyenne $Q_{\max,p\%}$ ( $m^3/s$ )	$\frac{\sum Q_i}{4}$	9,73	12,4	15,76	20,09	23,78

$h_{moy}$  : l'altitude moyenne (m).

$h_{min}$  : l'altitude minimale (m), et  $H = H_{max} - H_{min} = 205$  m.

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

$P_{ct}$  : Pluie de courte durée  $T_c$  (mm), et  $P_{\%}$  : Pluie maximale de probabilité  $P\%$  (mm).

$L$  : la longueur du talweg principale (Km).

$P$  : pour la formule de Taibi (ANRH) est la pluie moyenne interannuelle  $\overline{P_{An}}$  (mm).

$a_{r\%}$  et  $C$  : coefficients de ruissèlement.

$T_m$  : temps de monté (heures).  $u$  : variable réduite de Gauss.

$\overline{H}$  : Précipitation moyenne interannuelle en m.

$D_d$ : La densité de drainage (Km/Km<sup>2</sup>).

$X, Y$  : Les coordonnées du point ou on veut estimer le débit. ( $x=209,7253$ ,  
 $y=264,8938$ ).

$T$  : la période de retour (Ans).

$K=1,8$ :coefficient en fonction des caractéristiques géomorphologiques du Bassin versant.

On va considérer que les valeurs des débits de crues provoquées par le cours d'eau CHAABAT ER ROKBA sont celles estimées par le formule de MEDDI-1992 car cette formule répond aux conditions météorologiques du nord Algérien et aussi elle tien compte au maximum de paramètres (7 paramètres) [3].

### III.9.2. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est déterminé par la méthode de Sokolovski qui a considéré que l'hydrogramme présente deux branches [2], une pour la montée et l'autre pour la décrue.

Chaque branche a son propre équation :

$$\text{Pour la montée} \quad Q_m = Q_{max,P\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n$$

$$\text{Pour la décrue} \quad Q_d = Q_{max,P\%} \left( \frac{t_b - t}{t_d} \right)^m$$

$Q_m$  : le débit de montée (m<sup>3</sup>/s).

$Q_d$ : le débit de décrue (m<sup>3</sup>/s).

$Q_{max,p\%}$ : le débit probable maximale de probabilité P% (m<sup>3</sup>/s).

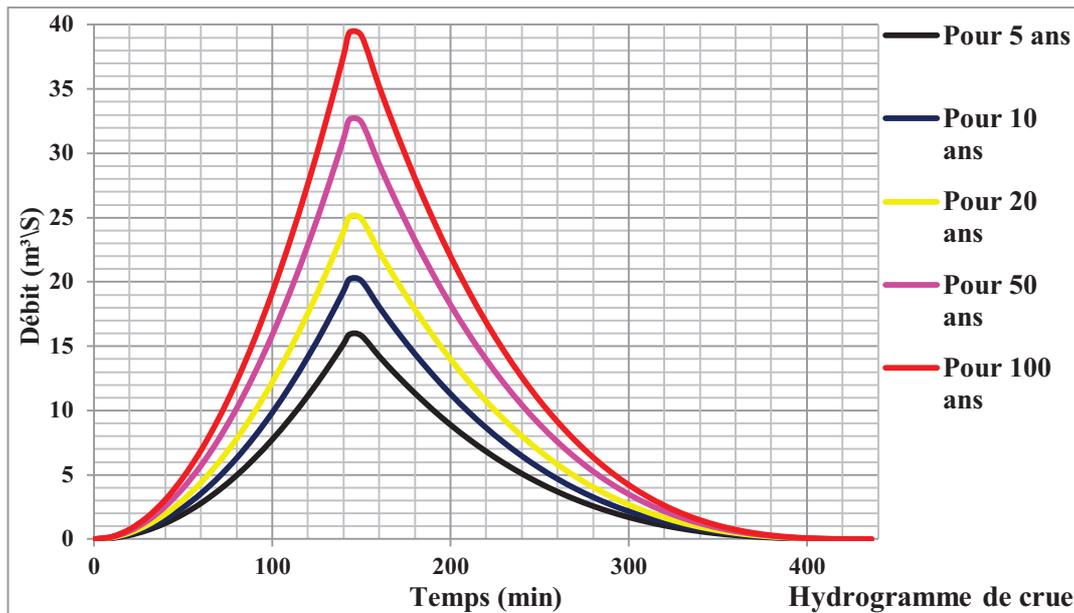
$t_m$  : le temps de montée (min).  $t_m = t_c$

$t_d$  : le temps de décrue (min).  $t_d = 2.t_m$

$m = 3$  et  $n = 2$ .

$t_c$  : temps de concentration (min).

$t_b$  : temps de base =  $t_c + t_m$  (minutes).



**Figure III.11 : Hydrogramme de crue pour différentes période de retour**

### III.9.3. Calcul du volume de la crue

On a choisit une période de retour de 100 ans c'est-à-dire un débit de probabilité de 1%, le débit est de  $39,41 \text{ m}^3/\text{s}$  calculé par la formule de MEDDI-1992.

Le volume est déterminé à base de l'hydrogramme de crue par considération de ce dernier sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

$$V = Q_{\text{max}1\%} \cdot t_b / 2$$

$$V = 0,52 \text{ Mm}^3$$

$Q_{\text{max}1\%}$  : Débit probable pour une période de retour de 100 ans ( $39,41 \text{ m}^3/\text{s}$ )

$t_b$  : Temps de base (436,16 min).

$V$  : Volume de la crue ( $\text{Mm}^3$ )

### III.10. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé le débit maximal probable pour des différentes périodes de retour et durées ainsi que les apports liquide et solide ce qui permet de faire un bon choix de la variante à maintenir pour la protection de la ville SIDI CHAHMI contre les inondations provoquées par CHAABAT ER ROKBA, ces débits et apports nous permet aussi de dimensionner les différents ouvrages de protections contre les inondations de notre ville et l'utilisation des eaux de crue, car notre étude consiste à protéger la ville de SIDI CHAHMI contre les inondation en premier lieu, et l'utilisation des eaux stockées en deuxième lieu.

Chapitre IV :

**Aménagement et  
Calcul Hydraulique**

**IV.1. INTRODUCTION**

La complexité de la situation de la ville SIDI CHAHMI vis-à-vis les inondations impose plusieurs obstacles devant nous afin de proposer un aménagement adéquat assurant une sécurité très élevée tout en tenant compte de l'aspect environnementale et le coté économique qui est très important dans le cadre de l'ingénierie.

Chaque aménagement a proposé doit respecter les conditions naturelles (topographiques, climatique,...) sociologique (habitude des habitants etc,...), c'est pour cela on doit présenter les endroits d'intervention pour chaque variante proposé pour évité le mauvais dimensionnement des ouvrages hydraulique nécessaires.

**IV.2 GENERALITE SUR LES ECOULEMENT A SURFACE LIBRE**

L'écoulement a surface libre présente une difficulté pour le gérer par rapport a l'écoulement en charge car la petite variation d'un seule paramètre (exemple : le débit) entraine forcément la variation des autres paramètres (exemple : la section du canal).

Ce type d'écoulement est caractérisé par deux nombres adimensionnels (Re, Fr) et spécialement le nombre de Froude [6].

$$Re = \frac{VD}{\nu} , Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Particulièrement le nombre de Froude (Adimensionnel) .

Re : le nombre de Reynolds (exprime l'action des force de viscosité).

Fr : le nombre de Froude (traduit l'influence de la pesanteur).

V : la vitesse moyenne.

D =R<sub>h</sub>, R<sub>h</sub> : le rayon hydraulique.

$\nu$ : la viscosité cinématique.

h : Profondeur hydraulique.

**IV.2.1 Différent types d'écoulement a surface libre**

-L'écoulement à surface libre peut être permanent si les paramètres de l'écoulement restent invariables dans le temps [1], comme il peut être non permanent si ses paramètres sont variables en fonction du temps [1].

-L'écoulement est uniforme si la ligne de la pente du fond de canal et en parallèle avec la ligne d'eau a la surface libre.

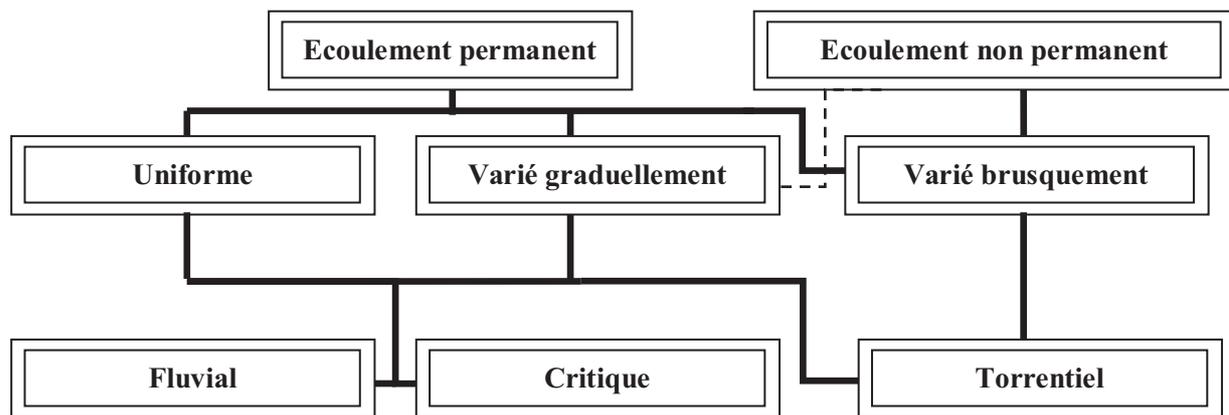
-L'écoulement est graduellement varié si la profondeur et la vitesse varient graduellement le long du canal.

-L'écoulement est brusquement varié si la vitesse et la profondeur varient sensiblement sur une courte distance (exemple : ressaut hydraulique).

**IV.2.2 Les régimes d'écoulement a surface libre**

Les régimes de l'écoulement à surface libre sont classés selon la valeur du nombre de Reynolds et le nombre de Froude comme suit :

- Fr < 1 : écoulement fluvial-laminaire.
- Fr > 1 : écoulement fluvial-turbulent.
- Fr > 1 : écoulement torrentiel-laminaire.
- Fr > 1 : écoulement torrentiel-turbulent.
- Fr =Fr<sub>c</sub> =1 : écoulement critique.



**Figure IV.1 : Classification des écoulements**

**IV.2.3 Les conditions de l'écoulement uniforme**

Pour dire que l'écoulement est uniforme il faut considérer que :

- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- le canal est prismatique (la pente et la géométrie de la section est constante tout au long du canal).
- La profondeur h de l'écoulement est constante sur sa longueur.
- La pente de chaque section est constante.

### IV.2.4 Les canaux

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule dont la surface libre est à la pression atmosphérique [6].

#### IV.2.4.1 Types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

Les canaux naturelle : sont les cours d'eau existant naturellement sur ou sous terre tels que les ruisselets, torrents, fleuves [6].

Les canaux artificiels : sont des cours d'eau réalisé par l'homme sur ou sous terre [6].

#### IV.2.4.2 Géométrie des canaux

Quelque soit le type de canal il est caractérisée par sa géométrie et les différents paramètres hydraulique [1].

-**Section mouillée ( $L^2$ )** : c'est la section transversale occupée par l'eau. On distingue quarte forme remarquable (rectangulaire, triangulaire, circulaire, trapézoïdale) comme on peut rencontrer des sections complexes (l'union de plusieurs formes remarquables).

-**Périmètre mouillé ( $L$ )** : c'est la ligne transversale de contact eau/canal

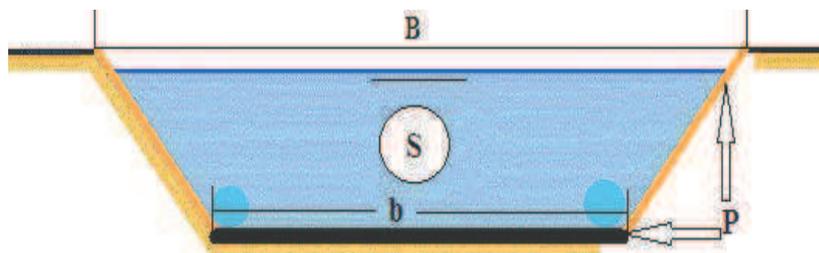
-**Rayon hydraulique ( $L$ )** : c'est le rapport de la section et le périmètre mouillé.

-**La largeur au miroir ( $L$ )** : c'est la largeur du canal a surface libre.

-**La largeur au fond ( $L$ )**.

-**La profondeur hydraulique ( $L$ )** : c'est le quotient de la surface mouillée  $S$ , et la largeur au miroir.

-**La hauteur d'eau ( $L$ )** : c'est le tirant d'eau du fond jusqu'à la surface libre.



**Figure IV.2 : Les paramètres géométriques d'un canal de section trapézoïdale**

**Remarque :**

Si les caractéristiques géométriques de la section d'un canal et la pente ne varient pas le long du canal alors on peut dire que ce dernier est prismatique [6].

**IV.3 GENERALITE SUR LES BASSINS DE RETENUE**

La technique des bassins de retenue fait partie des techniques et des solutions mises à la disposition des concepteurs en assainissement depuis plusieurs années, elle est très utilisée en Europe surtout en France grâce à son propre objectif qui consiste à réduire les frés de la maîtrise des eaux pluviales et donne une excellente solution environnementale surtout dans les zones humide ou les précipitations dépassent les moyennes [5].

Chaque projet a son propre but c'est pour sa il existe plusieurs types de bassins de retenues et on peut les classés comme suit :

**IV.3.1 Classification selon l'apparence****IV.3.1.1 Bassins a ciel ouvert**

Ce type lui-même est subdivisé en trois classes [5] :

Les bassins en eau : contiennent de l'eau en permanence.

Les bassins de type zones humides : beaucoup moins fréquent, ils sont généralement des zones inondables.

Les bassins secs : ne contiennent pas d'eau en dehors de période pluvieuse.

**IV.3.1.2 Bassins enterrés**

N'occupent pas de surface au sol et nécessite des travaux de génie civil importants, ce type n'entre pas en compétition avec d'autres équipements pour l'usage du foncier.

**IV.3.2 Classifications selon les fonctions et l'usage****IV.3.2.1 Protection contre les inondations**

La mise en service de cet équipement s'est fréquemment accompagnée d'un dépassement de cet objectif.

**IV.3.2.2 Maitrise de ruissellement pluvial**

Deux objectifs peuvent être poursuivis : la protection contre les inondations et la dépollution.

### IV.3.2.3 Reserve écologique

L'usage (réserve écologique) et l'usage (hydrologique) s'opposent assez largement, mais ce dernier nécessite une protection accrue contre les pollutions qui risquent de détruire rapidement l'équilibre écologique.

### IV.3.2.4 Activités et loisirs

Ils peuvent contribuer à la création d'un paysage urbain plus agréable et permettre des activités de loisir comme la pêche, le nautisme, la promenade.

### IV.3.2.5 Autres usages

Parmi les autres usages on peut citer : la recharge de la nappe phréatique ou la réserve d'incendie.

Il est toujours nécessaire d'analyser la compatibilité du bassin pour l'usage objectif, donc on doit effectuer une étude préalable qui comprend :

- Diagnostic du réseau d'assainissement.
- Etude hydrologique du bassin versant et de milieu récepteur

Elle permet d'apprécier la qualité admissible de milieu récepteur en fonction des rejets de temps de pluie en tenant compte de l'Analyse des sites potentiels.

Dans cette étude on tient compte aux :

- Eléments d'urbanisme (toutes cartes d'occupation du sol),
- Environnement paysager (certains sites se prêtent mieux que d'autres à une valorisation paysagère).
- Environnement sociologique (type et habitudes des habitants).
- Eléments techniques (cartes topographiques, hydrographiques, géologique et hydrogéologique).

### IV.3.3 Critères de choix du type de bassin de retenue

Les études préliminaires ont permis de localiser l'emplacement des futurs bassins d'eaux pluviales, et pour définir le type de bassin qui assurera le meilleur service on doit passer d'une manière hiérarchique par [5]:

- Les critères physiques.
- Les critères urbanistiques.
- Les critères économiques.
- Les critères environnementaux.

### IV.3.4 Volume de dimensionnement des bassins de retenue

Le dimensionnement des bassins de retenue doit respecter le volume de stockage utile ainsi que les conditions de son fonctionnement [5].

$$V_{BR} = V_P + V_C + V_{COMP}$$

$V_{BR}$  : Volume du bassin de retenue.

$V_P$  : Volume occupé par le plan d'eau permanent.

$V_C$  : Volume de la crue.

$V_{COMP}$  : Volume de sécurité complémentaire.

### IV.3.5 Quelques exemples sur les bassins de retenue

Parmi une multitude d'exemples partout dans le monde de ce type d'équipement hydraulique, on peut citer quelques exemples Français [5] :

Bassin a ciel ouvert en eau (Bassin de la COURANCE avec une capacité de stockage de 398000 m<sup>3</sup>).

Bassin a ciel ouvert sec (Bassin de BRON avec une capacité de stockage e 5600m<sup>3</sup> et une particularité d'alimentation de la nappe (infiltration).

Bassin enterre (Bassin de PERINOT avec une capacité de stockage de 38000 m<sup>3</sup>).

#### Remarque

Ce type d'ouvrage hydraulique nécessite parfois des dispositifs de prétraitement et de régulation a l'entré ou bien a la sortie et on prend les exemples des : décanteurs, déssableur, dégrailleurs, déshuileurs, déversoirs, et bassins d'amortissement .

**IV-4 ETUDE DES VARIANTES**

Après l'analyse des conditions présentes devant nous on a opté pour la protection de la ville SIDI CHAHMI contre les inondations les deux variantes suivantes :

**IV-4.1 Variantes 01**

- Canal collecteur des eaux pluviales de forme trapézoïdale.
- Deux ouvrages de réceptions des eaux pluviales au niveau de rencontre du talweg principale et le plus long affluent d'ordre 1, et a l'aval (exutoire du canal).
- des seuils déversant chaque une distance donnée vers des bassins de retenues toutes au long du canal.
- Réutilisations des eaux stockées pour l'irrigation des surfaces agricoles voisines.

**IV-4.2 Variantes 02**

- Deux murs collecteurs : a environ 800 m au sud de chemin de Wilaya N° 90 Pour collecter les eaux pluviales (point d'intersection du plus long affluent d'ordre 1 et le talweg principal.
- Canal d'amené : transporte les eaux pluviales du point de collections vers le point de stockage.
- Bassin de retenue : maintien toujours son rôle de stockage des eaux pluviales transporté par le canal d'amené.

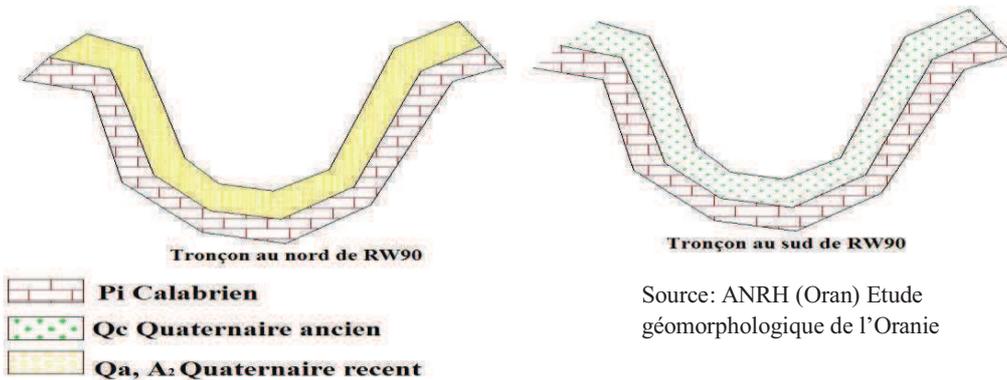
**IV-4.3 Discussion des variantes**

On a opté pour la deuxième variante car la première est plus couteuse d'où le tracé du canal d'amené est plus long et les crues sont provoquées par des pluies saisonnières donc l'exploitation de la série des bassins n'a pas lieu donc notre choix est plus économique et techniquement plus adéquat.

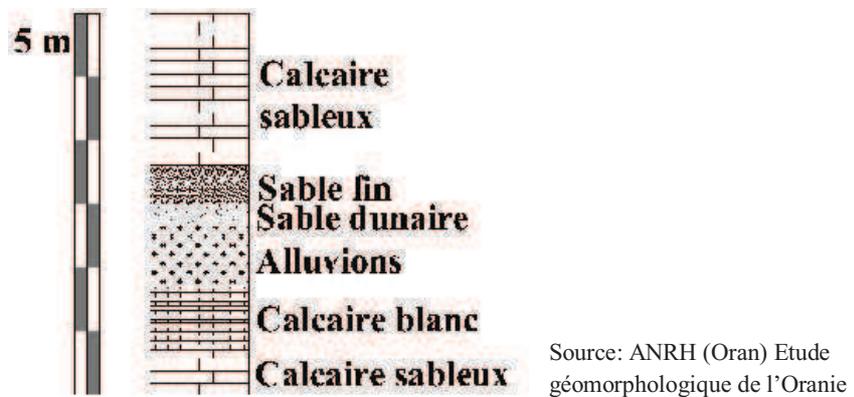
**IV.5 PRESENTATION DES SITES D'INTERVENTIONS**

**Tableau IV.1 :** présentation des sites d'interventions.

Ouvrage hydraulique	Situation	Topographie	Géologie
Les deux murs collecteurs	A environ 800 mètres au sud de CW90	Max : 116 m Min : 115,5 m	quaternaire ancien constitué de l'argile rouges, brunâtres, et sables ainsi fragment de d'étrique de calcaires avec cristaux gypse
Le canal d'amené	Partie 1 (sud de CW90)	Max : 115,5 m Min : 105 m	Terre végétale à la surface, quaternaire ancien
	Partie 2 (Nord de RW90)	Max : 105 m Min : 92 m	quaternaire récent formé des alluvions récentes et argiles brunâtres sableuse
Bassin de retenue	Sud de la ville	Max : 90,5 m Min : 86 m	Miocène (Calcaire beige, blanc, gris, gypseuse), Pléistocène supérieur marin Astien (P) (Sable fins, Sable dunaire), Alluvions



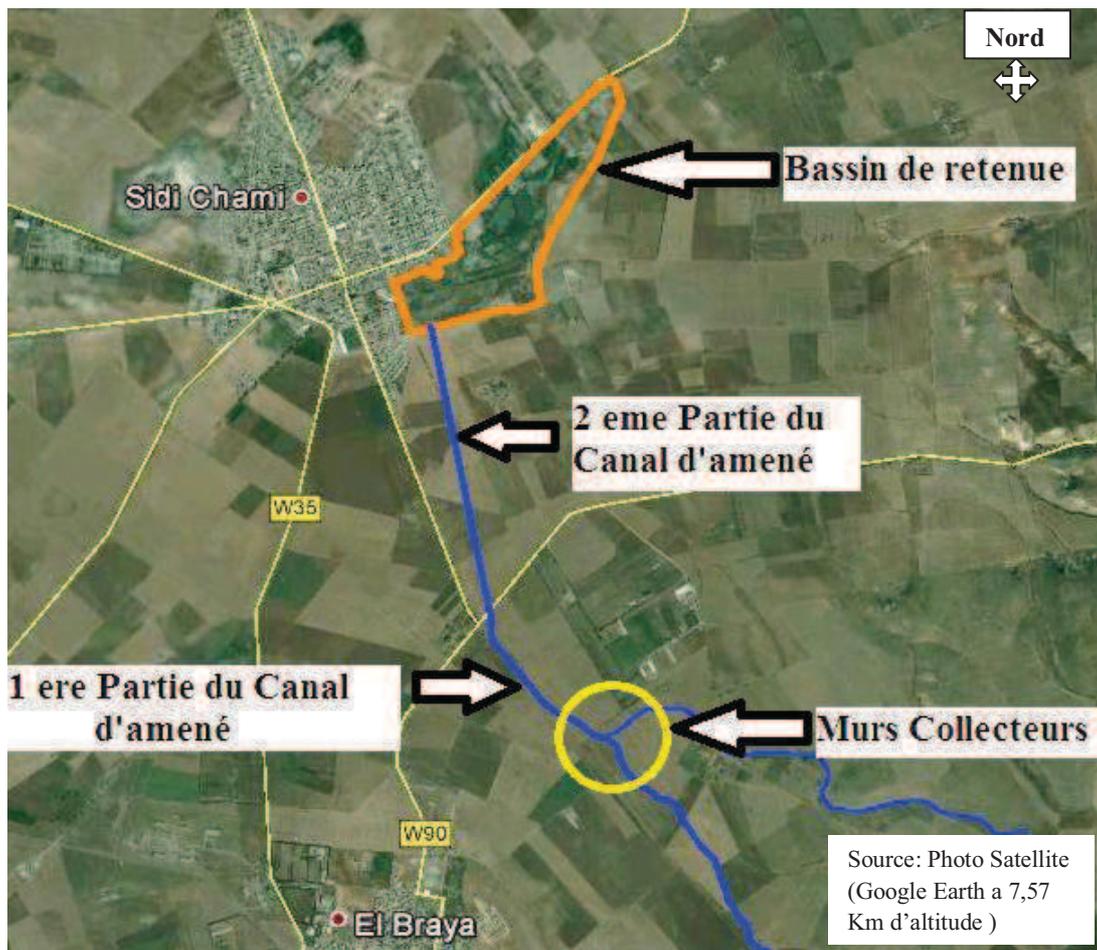
**Figure IV.3 :** coupe transversales géologique du cours d'eau



**Figure IV.4 :** Reconnaissance des couches géologique de la cuvette



**Figure IV.5 : la limite du bassin de retenue**



**Figure IV.6 : Situation générale**

**IV.6 CALCUL HYDRAULIQUE****IV.6.1 Dimensionnement du canal d'amené**

Pour un écoulement à surface libre lentement varié on peut admettre que le régime est uniforme sachant que pour un écoulement turbulent les formules les plus usuelles sont :

**Formule de Chézy**

$$U = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad \text{d'où}$$

$U$  : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

$C$  : Coefficient de Chézy ( $\sqrt{\frac{m}{s^2}}$ ).

$R_h$  : Rayon hydraulique (m).

$I$  : la pente du fond de canal.

$$Q = S \times U \quad \text{donc} \quad Q = S \cdot C \times \sqrt{R_h \times I}$$

$Q$  : le débit ( $m^3/s$ ).

Le coefficient de Chézy peut être déterminé par plusieurs méthodes citant :

**Formule de Bazin**

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_b}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{d'où}$$

$m_b$  : coefficient de Bazin varie entre 0,06 et 1,75 ( $\sqrt{m}$ ).

$R_h$  : Rayon hydraulique (m).

**Formule de Kutter**

$$C = \frac{100}{1 + \frac{m_k}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{d'où}$$

$m_k$  : coefficient de Kutter varie entre 0,06 et 1,75 ( $\sqrt{m}$ ).

$R_h$  : Rayon hydraulique (m).

### Formule de Manning-Strickler

C'est une formule exceptionnelle plus utilisée en pratique.

$$C = K_s R_h^{1/6} = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad \text{d'où}$$

$K_s$  : Coefficient de Strickler ( $m^{1/3} s^{-1}$ ).

$n$  : Coefficient de Manning ( $m^{-1/3} s^1$ ).

Comme il existe d'autres formules exceptionnelles telles que :

### Formule de Pavlovski

$$C = \frac{1}{n} R_h^q \quad \text{d'où}$$

$q = 1.5\sqrt{n}$  pour  $R_h \leq 1$ ,  $q = 1.3\sqrt{n}$  pour  $R_h > 1$

$n$  : la rugosité.

Pour notre étude on va utiliser la formule de Manning-Strickler pour la détermination du coefficient Chézy et comme notre.

**Tableau IV2 :** La rugosité en fonction de type de revêtement (SI).

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de n (s / m <sup>1/3</sup> )
Canal avec revêtement en béton relativement brut	0.014
Canal en terre mal entretenus	0.030
Canal en maçonnerie	0.020
Canal en gabions remplis de matériaux de carrière	0.027
Canal en matelas Reno remplis de matériaux de carrière	0.025

Source : Hydraulique Fluviale (Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne)

#### IV.6.1.1 Choix de type du revêtement

Notre choix est porté pour un revêtement en béton étant donné qu'il est facile à mettre en œuvre avec des délais de réalisation très courts par rapport à un revêtement en maçonnerie.

Le coût d'un mètre linéaire de revêtement en béton est inférieur au coût du revêtement en maçonnerie.

Les dimensions d'un canal ayant un revêtement en béton sont inférieures de ceux ayant un revêtement en maçonnerie du fait que la rugosité de la maçonnerie est supérieure à celle du béton.

**IV.6.1.2 Calcul des paramètres géométriques**

Notre choix portera sur la section trapézoïdale en se basant sur les conditions naturelles (géologie, topographie, section du cours d'eau naturelle) et pour déterminer les paramètres géométriques de notre section on doit suivre le tableau ci-dessous :

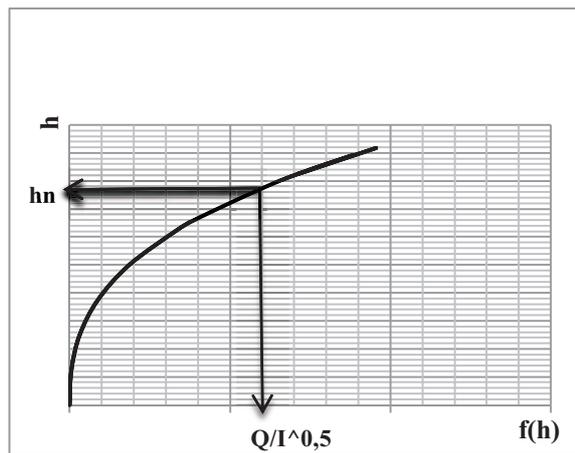
**Tableau IV.3 :** Eléments géométriques pour une section trapézoïdale.

Elément	Section S (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé P(m)	Rayon hydraulique R <sub>h</sub> (m)	Largeur au miroir B(m)	Profondeur hydraulique D <sub>h</sub>
Formule de Calcul	$(b + mh)h$	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2mh$	$\frac{(b + mh)h}{b + 2mh}$

**IV.6.1.3 La profondeur normale  $v_n$  ou  $h_n$**

Les formules de Chézy, Manning-Strickler peuvent s'écrire, respectivement :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = CS\sqrt{Rh} = \frac{1}{n} Rh^{2/3} = S.K_s.Rh^{2/3} = f(h) .$$

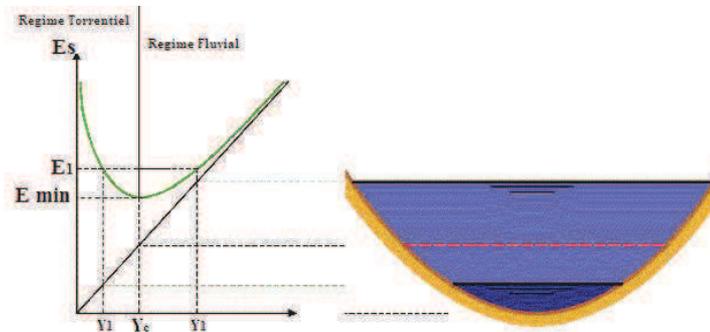


**Figure IV.7 :** Graphique de la fonction  $f(h)$

Alors pour obtenir la valeur de  $h_n$  on doit fixer la largeur du fond et on calcule pour différentes valeurs de  $h$   $f(h)$  jusqu'à  $f(h) = \frac{Q}{\sqrt{I}}$ , (le pas de variation de  $h$  est petit).

**IV.6.1.4 La profondeur critique**

Sur la courbe de l'énergie spécifique  $E=f(h)$  on voit que pour chaque valeur d'énergie on a deux profondeurs correspondantes pour transporter un même débit.



**Figure IV.8 : Graphique de la fonction  $E_s = f(h)$**

D'après la courbe  $E_s = f(h)$  on remarque qu'on a une énergie minimale pour une profondeur critique ce qui correspond à un  $Fr = 1$  car :

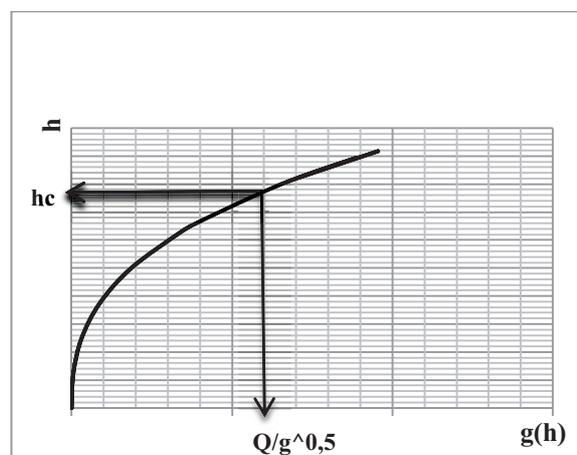
$$E_s = h + \frac{U^2}{2g}$$

par rapport au niveau du fond de canal est toujours constantes pour un régime uniforme.

$$E_s = \frac{Q^2}{s^2 2g} + h \quad \text{d'où} \quad \frac{\partial E_s}{\partial h} = 1 - \frac{Q^2}{s^3 g} \frac{\partial s}{\partial h} = 0, \text{ avec } \partial s = B \cdot \partial h \text{ ce qui implique}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = S \sqrt{\frac{s}{B}} = g(h) \text{ est l'équation générale qui correspond au régime critique}$$

Une fois la courbe  $g(h)$  est tracé on peut lire  $h_c$  directement sur le graphe (figure IV-9).



**Figure IV.9 : Graphique de la fonction  $g(h)$**

Comme on peut tirez aussi la profondeur critique à partir de l'abaque (Hydraulique générale –Armando Lancastre-p537-abaque128-Canaux trapézoïdaux. Détermination de la profondeur critique). D'où

$$N = \frac{\alpha Q^2}{g b^5} = \frac{(x+m)^3}{x^5(x+2m)}, \quad \alpha : \text{coefficient de CORRIOLIS (on admet qu'il est égale a 1)}$$

$x$  : on peut le tirez de l'abaque en fonction de  $N$  et  $m$ .

tel que  $h_c = \frac{b}{x}$  .  $b$  : la largeur du fond.

#### IV.6.1.5 La pente critique

C'est pour laquelle s'écoule un débit donné en régime uniforme critique.

$$I_c = \frac{g(S_c)}{C^2 R_{hc}}, \quad S_c : \text{La surface critique (m}^2\text{).}$$

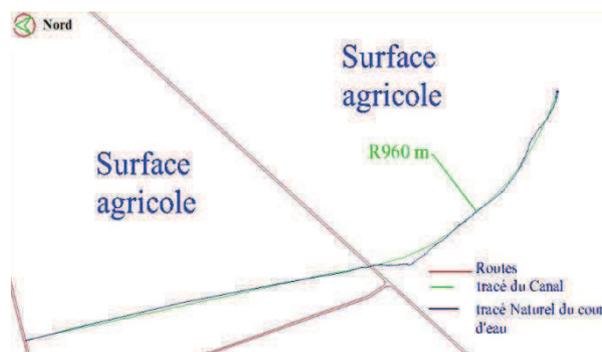
$R_{hc}$  : Le rayon hydraulique critique (m).

$B_c$  : La largeur au miroir critique (m).

$C$  : Coefficient de Chézy ( $\sqrt{\frac{m}{s^2}}$ ).

#### IV.6.1.6 Tracé du canal

Le tracé du canal est subdivisé en deux parties, un arc de rayon  $R$  de 960m et de longueur de 969 m traversant la CW90 pour rejoindre la partie droite de 1344m.



**Figure IV.10 : Tracé descriptif du canal**

#### IV.6.1.7 Dimensionnement

##### IV.6.1.7.1 Détermination des paramètres géométriques

Les conditions topographiques imposent la subdivision de notre canal en quatre tronçons de l'amont à l'aval d'où les longueurs sont les suivantes :

- 1<sup>ère</sup> tronçon (1200m) avec une pente moyenne de 0.009 m/m.
- 2<sup>ème</sup> tronçon (300m) avec une pente moyenne de 0.024 m/m.
- 3<sup>ème</sup> tronçon (300m) avec une pente moyenne de 0.011 m/m.
- 4<sup>ème</sup> tronçon (513m) avec une pente moyenne de 0.004 m/m.

On a proposé trois variantes pour chaque tronçon a fin de trouvé la section la plus économique qui a l'aptitude de véhiculée le débit de crue estimé a 39.41 m<sup>3</sup>/s toute en respectant les conditions de sécurité d'où le paramètre variable entre ces trois variantes est la largeur du fond de canal.

Les résultats de calcul hydraulique sont représentés dans les tableaux suivants.

h	S	P	R	C	U	Q
Profondeur normale (m)	Section mouillée (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillée (m)	Rayon Hydraulique (m)	Coefficient de Chézy $(\frac{m}{s^2})$	La vitesse moyenne (m/s)	Le débit (m <sup>3</sup> /s)

**Tableau IV.4 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 01 (Tronçon 01).(b = 6m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.37	2.37	7.05	0.34	59.55	3.27	7.75
0.40	2.56	7.13	0.36	60.22	3.42	8.76
0.52	3.39	7.47	0.45	62.60	4.00	13.54
0.60	3.96	7.70	0.51	63.94	4.35	17.23
0.69	4.61	7.95	0.58	65.23	4.71	21.74
0.80	5.44	8.26	0.66	66.62	5.13	27.90
0.98	6.86	8.78	0.78	68.55	5.75	39.41

**Tableau IV.5** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 01).(b=5m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.51	5.28	0.10	48.38	1.43	0.73
0.20	1.04	5.57	0.19	54.01	2.21	2.30
0.30	1.59	5.85	0.27	57.49	2.84	4.52
0.40	2.16	6.13	0.35	60.03	3.38	7.30
0.47	2.57	6.33	0.41	61.45	3.71	9.53
0.60	3.36	6.70	0.50	63.67	4.28	14.37
0.69	3.92	6.95	0.56	64.93	4.63	18.15
0.80	4.64	7.26	0.64	66.29	5.03	23.32
1.09	6.63	8.08	0.82	69.12	5.94	39.41

**Tableau IV.6 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 01). (b=4m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.41	4.20	0.10	48.47	1.44	0.59
0.20	0.84	4.40	0.19	54.20	2.25	1.89
0.30	1.29	4.60	0.28	57.79	2.90	3.75
0.42	1.84	4.83	0.38	60.80	3.56	6.54
0.52	2.35	5.04	0.47	62.89	4.07	9.56
0.61	2.81	5.22	0.54	64.42	4.48	12.60
0.69	3.23	5.38	0.60	65.62	4.83	15.61
0.80	3.84	5.60	0.69	67.08	5.27	20.23
0.90	4.41	5.80	0.76	68.24	5.65	24.89
1.00	5.00	6.00	0.83	69.29	6.00	30.00
1.10	5.61	6.20	0.90	70.25	6.34	35.56
<b>1.16</b>	<b>6.02</b>	<b>6.33</b>	<b>0.95</b>	<b>70.83</b>	<b>6.55</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV.7 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 01 (Tronçon 02).(b=6m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.61	6.28	0.10	48.42	2.34	1.43
0.20	1.24	6.57	0.19	54.10	3.64	4.52
0.30	1.89	6.85	0.28	57.63	4.69	8.86
0.40	2.56	7.13	0.36	60.22	5.59	14.31
0.50	3.25	7.42	0.44	62.25	6.38	20.75
0.60	3.96	7.70	0.51	63.94	7.10	28.13
<b>0.73</b>	<b>4.94</b>	<b>8.08</b>	<b>0.61</b>	<b>65.81</b>	<b>7.97</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV.8 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 02).(b=5m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.51	5.28	0.10	48.38	2.33	1.19
0.20	1.04	5.57	0.19	54.01	3.62	3.76
0.30	1.59	5.85	0.27	57.49	4.64	7.38
0.40	2.16	6.13	0.35	60.03	5.52	11.92
0.52	2.87	6.47	0.44	62.37	6.43	18.43
0.60	3.36	6.70	0.50	63.67	6.99	23.47
0.69	3.92	6.95	0.56	64.93	7.56	29.64
0.80	4.64	7.26	0.64	66.29	8.21	38.08
<b>0.82</b>	<b>4.75</b>	<b>7.31</b>	<b>0.65</b>	<b>66.47</b>	<b>8.30</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV.9 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 02). (b=4m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.41	4.28	0.10	48.31	2.32	0.95
0.20	0.84	4.57	0.18	53.87	3.58	3.01
0.30	1.29	4.85	0.27	57.28	4.58	5.90
0.42	1.84	5.18	0.36	60.11	5.55	10.20
0.52	2.35	5.47	0.43	62.03	6.30	14.77
0.60	2.76	5.70	0.48	63.30	6.82	18.84
0.69	3.23	5.95	0.54	64.52	7.37	23.82
0.80	3.84	6.26	0.61	65.83	7.99	30.66
<b>0.93</b>	<b>4.56</b>	<b>6.62</b>	<b>0.69</b>	<b>67.13</b>	<b>8.63</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV.10 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 01 (Tronçon 03).(b=6m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.61	6.28	0.10	48.42	1.58	0.97
0.20	1.24	6.57	0.19	54.10	2.47	3.06
0.37	2.37	7.05	0.34	59.55	3.62	8.57
0.40	2.56	7.13	0.36	60.22	3.78	9.69
0.52	3.39	7.47	0.45	62.60	4.42	14.96
0.60	3.96	7.70	0.51	63.94	4.81	19.05
0.68	4.54	7.92	0.57	65.10	5.17	23.48
0.80	5.44	8.26	0.66	66.62	5.67	30.84
0.90	6.21	8.55	0.73	67.73	6.05	37.60
<b>0.93</b>	<b>6.41</b>	<b>8.62</b>	<b>0.74</b>	<b>67.99</b>	<b>6.15</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV.11 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 03).(b=5m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.51	5.28	0.10	48.38	1.58	0.80
0.20	1.04	5.57	0.19	54.01	2.45	2.55
0.37	2.00	6.05	0.33	59.37	3.58	7.14
0.40	2.16	6.13	0.35	60.03	3.74	8.07
0.52	2.87	6.47	0.44	62.37	4.35	12.48
0.60	3.36	6.70	0.50	63.67	4.73	15.89
0.68	3.86	6.92	0.56	64.81	5.08	19.61
0.78	4.52	7.21	0.63	66.07	5.48	24.76
0.90	5.31	7.55	0.70	67.36	5.93	31.47
<b>1.03</b>	<b>6.19</b>	<b>7.91</b>	<b>0.78</b>	<b>68.58</b>	<b>6.36</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV.12 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 03). (b=4m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.41	4.28	0.10	48.31	1.57	0.64
0.20	0.84	4.57	0.18	53.87	2.42	2.04
0.37	1.62	5.05	0.32	59.12	3.52	5.71
0.40	1.76	5.13	0.34	59.76	3.67	6.46
0.52	2.35	5.47	0.43	62.03	4.26	10.00
0.60	2.76	5.70	0.48	63.30	4.62	12.75
0.78	3.73	6.21	0.60	65.62	5.34	19.93
0.80	3.84	6.26	0.61	65.83	5.41	20.76
0.90	4.41	6.55	0.67	66.88	5.76	25.39
1.00	5.00	6.83	0.73	67.81	6.09	30.43
1.10	5.61	7.11	0.79	68.66	6.40	35.88
<b>1.16</b>	<b>5.99</b>	<b>7.29</b>	<b>0.82</b>	<b>69.14</b>	<b>6.58</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV.13 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 01 (Tronçon 04). (b = 8m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.52	4.42	9.47	0.47	62.92	2.72	12.03
0.60	5.16	9.70	0.53	64.30	2.97	15.31
0.68	5.90	9.92	0.59	65.50	3.19	18.86
0.8	7.04	10.26	0.69	67.08	3.51	24.74
0.9	8.01	10.55	0.76	68.23	3.76	30.12
1	9	10.83	0.83	69.26	3.99	35.94
<b>1.06</b>	<b>9.57</b>	<b>10.99</b>	<b>0.87</b>	<b>69.8</b>	<b>4.12</b>	<b>39.41</b>

**Tableau IV-14 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 02 (Tronçon 04). (b=5m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.51	5.28	0.10	48.38	0.95	0.48
0.20	1.04	5.57	0.19	54.01	1.48	1.54
0.37	2.00	6.05	0.33	59.37	2.16	4.30
0.40	2.16	6.13	0.35	60.03	2.25	4.87
0.52	2.87	6.47	0.44	62.37	2.63	7.52
0.60	3.36	6.70	0.50	63.67	2.85	9.58
0.76	4.41	7.16	0.61	65.87	3.27	14.39
0.80	4.64	7.26	0.64	66.29	3.35	15.55
1.38	8.79	8.90	0.99	71.28	4.48	39.41

**Tableau IV.15 :** Résultats de dimensionnement des sections transversales de la Variante N° 03 (Tronçon 04). (b=4m)

h	S	P	R	C	U	Q
0.60	2.76	5.70	0.48	63.30	2.79	7.69
0.70	3.29	5.98	0.55	64.66	3.03	9.98
0.80	3.84	6.26	0.61	65.83	3.26	12.52
0.90	4.41	6.55	0.67	66.88	3.47	15.31
1.00	5.00	6.83	0.73	67.81	3.67	18.35
1.10	5.61	7.11	0.79	68.66	3.86	21.63
1.20	6.24	7.40	0.84	69.43	4.03	25.17
1.30	6.89	7.68	0.90	70.15	4.20	28.96
1.40	7.56	7.96	0.95	70.81	4.36	32.99
1.50	8.25	8.25	1.00	71.44	4.52	37.28
1.55	8.58	8.38	1.02	71.72	4.59	39.41

**IV.6.1.7.2 Détermination des paramètres critiques**

Pour la détermination de la profondeur, la pente et la vitesse critique on utilise l'équation générale qui correspond au régime critique

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = S \sqrt{\frac{S}{B}}, \text{ et } Fr^2 = 1 = \frac{v^2}{gh}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = 12.58$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.16 :** Paramètres critique de l'écoulement.

b (m)	h <sub>c</sub>	S	P	R	B	S $\sqrt{\frac{S}{B}}$	I	C	U
4	3.57	26.97	14.09	1.91	11.13	12.58	0.002	79.57	5.91
5	3.34	27.84	14.45	1.93	11.68	12.58	0.002	79.66	5.72
6	3.15	28.82	14.91	1.93	12.3	12.58	0.0018	79.7	5.56

**I :** pente critique m/m.

**B :** Largeur au miroir (m).

**U :** Vitesse critique (m/s).

**h<sub>c</sub> :** La profondeur critique(m).

**IV.6.1.7.3 Vérification du régime d'écoulement****Tableau IV.17 :** Régime d'écoulement.

Tronçon	Variante	h (m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Fr	Régime
1	1	0.98	6.86	8.78	0.78	68.55	5.75	1.85	Torrentiel
	2	1.09	6.63	8.08	0.82	69.12	5.94	1.82	Torrentiel
	3	1.16	6.02	6.33	0.95	70.83	6.55	1.94	Torrentiel
2	1	0.73	4.94	8.08	0.61	65.81	7.97	2.97	Torrentiel
	2	0.82	4.75	7.31	0.65	66.47	8.30	2.93	Torrentiel
	3	0.93	4.56	6.62	0.69	67.13	8.63	2.86	Torrentiel
3	1	0.93	6.41	8.62	0.74	67.99	6.15	2.04	Torrentiel
	2	1.03	6.19	7.91	0.78	68.58	6.36	2.00	Torrentiel
	3	1.16	5.99	7.29	0.82	69.14	6.58	1.95	Torrentiel
4	1	1.06	9.57	10.99	0.87	69.80	4.12	1.28	Torrentiel
	2	1.38	8.79	8.90	0.99	71.28	4.48	1.22	Torrentiel
	3	1.55	8.58	8.38	1.02	71.72	4.59	1.18	Torrentiel

Fr : Nombre de Froude (adimensionnel)

**Remarque :**

On remarque entre le 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> tronçon la pente diminue et  $Fr > 2,5$  ce qui occasionne une agitation non pas un ressaut car on n'a pas le passage d'un régime torrentiel vers un régime fluvial (les résultats qui suit confirment cette conclusion ou il n'y a pas d'intersection de la ligne d'eau et la ligne critique) [10].

**IV.6.1.8 Vérification des vitesses d'écoulement :**

La vitesse d'écoulement varie entre 4,48 et 8,63m/s toujours inférieur à la vitesse admissible pour le béton (14 m/s) [5], mais on va utiliser un béton dosé à 350Kg /m<sup>3</sup>, et pour mesure de sécurité on utilise du très a soudé (TS D5,5 15×15) plus un adjuvant hydrofuge.

**Tableau IV.18 :** Vitesse admissible de l'érosion des parois

Sol ou revêtement	Vitesse admissible (m/s)
Maçonnerie (avec h = 0.5 – 1.5 m)	7,4-10
Gabions	4,7-7,4
Béton (avec h = 0.5 – 2.5 m)	14-20

Note de calcul ENHYD

**IV.6.1.9 Calcul de la ligne d'eau (courbe de remous)**

La variation de débit, de la pente, de la rugosité, ou bien n'importe quel paramètre qui influence sur l'écoulement provoque une variation de la profondeur de l'eau le long du canal ce qu'on appelle la ligne d'eau [1].

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la ligne d'eau, parmi ces méthodes on cite :

- La méthode d'intégration directe.
- La méthode d'intégration graphique.
- La méthode des approximations successives.

Ces trois méthodes se basent sur l'équation :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{i - \left(\frac{Q}{S}\right)^2}{\frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{1 - \left(\frac{gS}{B}\right)}} \quad \text{Obtenu par dérivation de } H = h + z + V^2/2.g \text{ introduisant}$$

l'équation de continuité  $Q = U.S$ .

Comme on peut utiliser la méthode des solutions approchées de Bakhmeteff utilisant la relation suivante :

$$\frac{i \times l}{hn} = \eta_2 - \eta_1 - (1-j_m)(B(\eta_1) - B(\eta_2)) \quad \text{d'où}$$

$$j_m = \frac{iC^2 b}{g P}, \eta_2 = \frac{h_2}{h_n}, \eta_1 = \frac{h_1}{h_n}$$

$i$ : pente du canal.

$l_m$ : longueur du tronçon considéré.

$h_n$ : profondeur normale.

$B(\eta_1)$  et  $B(\eta_2)$  sont des fonctions (intégrales) de Bakhmeteff.

$h_1$ : profondeur d'eau au début du tronçon considéré (m).

$h_2$ : profondeur d'eau à la fin du tronçon considéré (m).

$C$  : Coefficient de Chézy déterminé par la relation de Manning.

$P$  : périmètre mouillé (m).

$n$  : exposant hydraulique en fonction de la section mouillée.

#### **IV.6.1.9.1 Ecoulement dans une courbe**

Si l'écoulement rencontre une courbe dans un canal rectiligne ou le débit reste constant à travers la courbe ainsi que la section et la vitesse moyenne restent constantes donne

toutes fois une pente transversale provoque une surélévation sur le bord extérieur. On calcule la surélévation  $\Delta z$  grâce à la méthode proposée par Kozeny [6].

$$\Delta z = \frac{B}{R_0} \frac{U^2}{2g}$$

**B** : la largeur au miroir(m).

**R<sub>0</sub>** : le rayon de courbure(m).

**U** : La vitesse moyenne (m/s).

Cette formule est applicable pour  $R_0 \gg B$  sinon on doit multiplier  $\Delta z$  par un coefficient  $\alpha = R_0^2 / R_1.R_2$  d'où  $R_1, R_2$  sont les rayons de courbure intérieur extérieur respectivement.

Les courbes de remous sont de type S pour notre cas dans tout le tronçon repartis comme suit :  $S_2$  pour le 2ème tronçon et  $S_3$  pour le 3ème et 4ème tronçon.

Pour le calcul des courbes de remous on utilise la formule précédente de Bakhmeteff.

Le tableau suivant résume le calcul des courbes de remous pour chaque tronçon.

**Tableau IV.19 :** Courbe de remous.

Tronçon	n	j <sub>m</sub>	h <sub>i</sub> (m)	η	B (η)	η <sub>i+1</sub> -η <sub>i</sub>	B (η <sub>i+1</sub> )- B (η <sub>i</sub> )	L (m)	L <sub>C par</sub> (m)	L <sub>tot,c</sub> m
2	3,5	12	1.16	1.25	0.23			0	0	300
			1.14	1.23	0.29	-0.02	0.06	23.85	23.85	
			1.12	1.2	0.34	-0.02	0.05	17.96	41.81	
			1.1	1.18	0.37	-0.02	0.02	8.47	50.28	
			1.08	1.16	0.39	-0.02	0.03	9.82	60.1	
			1.06	1.14	0.43	-0.02	0.03	11.57	71.67	
			1.04	1.12	0.46	-0.02	0.04	13.5	85.17	
			1.02	1.1	0.51	-0.02	0.05	16.99	102.16	
			1	1.08	0.57	-0.02	0.06	21.25	123.42	
			0.98	1.05	0.69	-0.02	0.12	47.41	170.83	
			0.97	1.04	0.75	-0.02	0.06	22.63	193.45	
			0.95	1.02	0.94	-0.02	0.19	73.58	267.03	
0.95	1.02	1.02	-0.01	0.08	30.99	298.02				
			0.94	1.01	1.03	0	0.01	2.03	300	
3	3,5	5,5	0.94	0.81	0.93			0	0	600
			1.04	0.9	1.15	0.09	0.22	113.49	113.49	
			1.05	0.91	1.19	0.01	0.03	16.81	130.3	
			1.06	0.91	1.19	0.01	0	3.28	133.58	
			1.07	0.92	1.22	0.01	0.03	16.57	150.15	
			1.08	0.93	1.27	0.01	0.04	20.84	170.99	
			1.1	0.95	1.37	0.02	0.1	50.93	221.92	
			1.12	0.97	1.52	0.02	0.15	74.66	296.58	
			1.13	0.98	1.53	0.01	0.01	3.85	300	
4	3,5	2	1.13	0.82	0.95			0	0	1113
			1.15	0.83	0.97	0.01	0.02	20.7	20.7	
			1.17	0.85	1.02	0.01	0.04	38.32	59.02	

**Tableau IV.19 (Suite) :** Courbe de remous.

Tronçon	n	j <sub>m</sub>	h <sub>i</sub> (m)	η	B (η)	η <sub>i+1</sub> -η <sub>i</sub>	B (η <sub>i+1</sub> )-B	L (m)	L <sub>C par</sub> (m)	L <sub>tot,c</sub> m
4	3,5	2	1.19	0.86	1.03	0.01	0.02	19.55	78.57	1113
			1.21	0.88	1.09	0.01	0.06	48.27	126.84	
			1.23	0.89	1.12	0.01	0.03	27.59	154.44	
			1.25	0.91	1.19	0.01	0.07	58.23	212.67	
			1.27	0.92	1.22	0.01	0.03	27.98	240.64	
			1.29	0.94	1.31	0.01	0.09	75.85	316.49	
			1.31	0.95	1.37	0.01	0.06	49.04	365.53	
			1.33	0.96	1.44	0.01	0.07	55.17	420.7	
			1.34	0.97	1.52	0.01	0.09	68.75	489.45	
			1.35	0.98	1.55	0	0.03	23.46	512	

n : exposant hydraulique

#### IV.6.1.9.2 Calcul de la surélévation dans la courbe

Pour le premier tronçon de longueur de 969 m et B=6,32m, R<sub>0</sub>= 960m, U= 6,55 m, on utilise la loi de Kozeny pour déterminer la surélévation de la courbure qui va de 0 à 865 m.

$$\Delta z = \frac{B}{R_0} \frac{U^2}{2g}$$

$$\Delta z = 0.44 \text{ m}$$

#### IV.6.1.10 Choix de la variante

Dans notre choix on va tenir compte de :

- La vitesse minimale pour éviter l'érosion des berges.
- La profondeur minimale à l'aval pour minimiser les déblais et ne pas se trouvé avec une cote inférieure à 90m à l'aval.
- un régime fluvial ou proche de ce dernier.
- un nombre de Froude inférieur à 2.5 pour éviter les ouvrages d'amortissements.

D'après ces critères les variantes la plus adéquate est la troisième pour les tronçons (1, 2, et 3) et la 2eme pour le 4eme tronçon.

#### IV.6.1.11 Calcul de la profondeur H

La profondeur totale est déterminée par la relation suivante :

$$H = h + \Delta Z + \Delta H$$

**H** : Profondeur du canal(m).

$\Delta Z$  : Surélévations de la courbure(m).

$\Delta H$  : Marge de sécurité (0.5 à 1 m).

**Tableau IV.20** : Calcul de la profondeur H.

Tronçon	Longueur (m)	H (m)	$\Delta Z$ (m)	$\Delta H$ (m)	H (m)
1-1	865	1.16	0.44	0.5	2.1
1-2	335	1.16	0	0.5	1.66
2	300	0.94	0	0.5	1.44
3	300	1.13	0	0.5	1.63
4	513	1.35	0	0.5	1.85

#### IV.6.1.12 Calcul de la profondeur finale du canal

**Tableau IV.21** : la profondeur finale du canal et caractéristiques de la section.

H (m)	B (m)	B (m)	S (m)	P (m)	R (m)	Longueur des berges (m)	
						Gauche	droite
2.5	4	9	16.25	11.08	1.47	3.54	3.54
2	4	8	12.00	9.66	1.24	2.83	2.83
2	4	8	12.00	9.66	1.24	2.83	2.83
2	5	9	14.00	10.66	1.31	2.83	2.83
2	6	10	16.00	11.66	1.37	2.83	2.83

#### IV.6.2 Dimensionnement du Bassin de retenue

Par rapport a sa position le bassin doit emmagasiner le volume de la crue sans qu'il y'est un débordement sachant que la cote du terrain la plus haute est de 92m et la plus basse est de 86m,

$$V_{BR} = V_P + V_C + V_{COMP}$$

$V_{BR}$  : Volume du bassin de retenue.

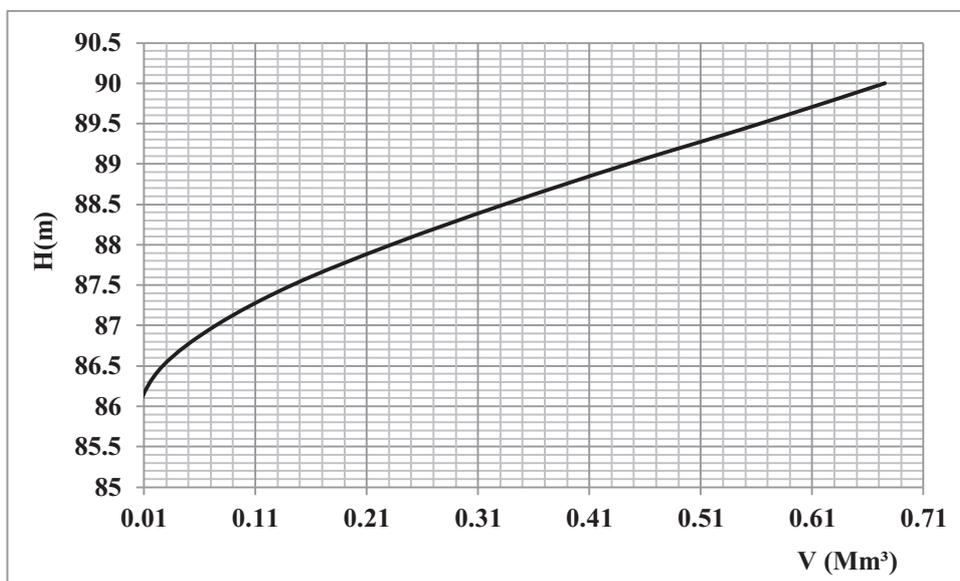
$V_P$  : Volume occupé par le plan d'eau permanent.

$V_C$  : Volume de la crue.

$V_{COMP}$  : Volume complémentaire de sécurité.

**Tableau IV.22 :** Le volume d'eau stocké en fonction des hauteurs de la cuvette.

Cote	$\Delta h(m)$	$Sp(m^2)$	$Veau(Mm^3)$	Remarque
86	0	15320	0.01	-
86.5	0.5	11540	0.02	-
87	0.5	33340	0.03	-
87.5	0.5	24800	0.04	-
88	0.5	45800	0.06	-
88.5	0.5	24000	0.08	-
89	0.5	27400	0.09	-
89.5	0.5	27800	0.10	-
90	0.5	10000	0.11	Submersion de routes voisines
90.5	0.5	5000	0.12	Débordement vers la ville
91	0.5	5000	0.12	Débordement vers la ville



**Figure IV.11 :** Courbe de capacité, hauteur de la cuvette V(h)

D'après la (figure IV-11) on remarque que pour une cote de 90m notre dépression naturelle ne peut pas recevoir le volume de la crue avec une capacité estimée à 0,11Mm³ ce qui conduit à des travaux de terrassements pour la rendre plus solide et apte à emmagasiner les eaux de crue et augmenter ce volume.

La courbe précédente est obtenue par la méthode des volumes élémentaires [9]

D'où :

$$\Delta V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \times \Delta H \quad \text{et} \quad V_i = V_{i-1} + \Delta V_i$$

$\Delta V_i$  : Le volume élémentaire entre deux courbes de niveau

$S_{i-1}$  : La surface partielle limitée par la courbe de niveau

d'ordre i-1

$S_i$  : La surface partielle limitée par la courbe de niveau d'ordre i

$\Delta H$  : L'intervalle d'élévation

$V_i$  : Volume totale d'ordre i.

#### IV.6.2.1 Calcul du débit de fuite dans le bassin

Les couches géologiques sous le bassin ont une perméabilité très élevée Varie de  $10^{-6}$  a  $10^{-4}$  m/s ce qui donne une évacuation d'une lame d'eau de 1,5m sur une surface de 1 Ha en 20 jours a 4 heures [5].

-Sable fin : 2m d'épaisseur, Perméabilité verticale  $K_v = 10^{-6}$  m/s.

-Sable Grossier : 3m d'épaisseur, Perméabilité verticale  $K_v = 10^{-5}$  m/s

-Alluvions : 5m d'épaisseur, Perméabilité verticale  $K_v = 10^{-4}$  m/s

Source : Guide pratique des bassins de retenue (P53)

$$K_{v \text{ equ}} = \frac{\sum a_i}{\sum \frac{a_i}{k_i}}$$

$K_i$  : Perméabilité verticale (m/s).

$a_i$  : épaisseur de la couche (m).

$$K_v = 4.23 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$Q_{\text{inf}} = K_v \times S$  , S: Section du fond ( $\text{m}^2$ ).

$$Q_{\text{inf}} = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

La section du fond est de 12,84 Ha

#### IV.6.2.2 Calcul du volume de bassin :

$$\frac{dv}{dt} = Q_e - Q_s \text{ donc } V = (Q_e - Q_s)t$$

V : volume du bassin ( $\text{Mm}^3$ ).

t : temps (s) =  $T_c = 2,423$  h.

$Q_e$  : débit entrant ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$Q_s$  : débit sortant ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$$V = 0,34 \text{ Mm}^3$$

Le débit de probabilité de 1% donne un volume de crue égale à  $0.52 \text{ Mm}^3$

Donc le dimensionnement se fait par rapport à ce dernier calculé dans le chapitre III.

L'insuffisance de la de la cuvette nous amène a aménagé cette dernière pour qu'elle soit solide et apte a recevoir un volume de  $0,52\text{Mm}^3$  sans débordement vers la ville et les routes voisines au lieu de  $0,12\text{Mm}^3$  avec submersion totale jusqu'à une cote de 91m et par conséquence écoulement dans tous les sens et la grande partie rejoint la ville et dysfonctionne le réseau d'assainissement.

Cet aménagement s'agit de la réhabilitation de la cuvette par des travaux de terrassement et prolongé la cote 86m jusqu'à 10m horizontale avant d'atteindre la cote 89, aussi la cote 89m jusqu'à 10m horizontale avant la cote 90m, plus un mur en béton de hauteur varie de 0 a 1m pour les endroits ou les cotes naturelles ne dépassent pas 89m, avec un remblai au niveau des endroits de cote du terrain naturel inferieur a 89m.

Après ces travaux le volume du bassin devient  $V = 0,57 \text{ Mm}^3$  a une cote de 90 m ce qui est équivalent a un volume complémentaire ( $V_{\text{comp}}$  de sécurité) de  $0.05\text{Mm}^3$ , en cas de crue de long durée ou bien saturation du sol. Si on tient compte du volume stocké par la digue à l'amont le volume complémentaire devient  $0,17 \text{ Mm}^3$ .

Pour le dimensionnement du mur on utilise les lois de RDM appliquées pour la stabilité des ouvrages hydrotechniques [10] :

$$\sum F_{ext,int} = 0 \text{ et } \sum M_{/o}$$

$X.P_{\text{Revanche}} > P_{\text{eau}}$  (condition de résistance au glissement). (h=0.5m).

$0,167.P_{\text{eau}} + 0,5.b.P_{\text{sp}} < 0,5.b.P_{\text{Revanche}}$  (condition de résistance au renversement) (h=0.5m).

$P_{\text{eau}} = (0.5^2/2) \times \gamma e$  (hauteur de 0.5m) avec, poids volumique de l'eau  $\gamma e = 1 \text{ T/m}^3$ .

$P_{\text{Revanche}} = 0.5 \times b \times \gamma b$  (hauteur de 0.5m) avec, poids volumique du béton  $\gamma b = 2,4 \text{ T/m}^3$ .

$P_{\text{eau}} = (1^2 \times \gamma e)/2$  (h=1m) avec  $\gamma e = 1 \text{ T/m}^3$ .

$P_{\text{Revanche}} = 1 \times b \times \gamma b$  (h=1m) avec  $\gamma b = 2,4 \text{ T/m}^3$ .

$X.P_{\text{Revanche}} > P_{\text{eau}}$  (h=1 m).

$0,3333.P_{\text{eau}} + 0,5b.P_{\text{sp}} < 0,5.b P_{\text{Revanche}}$  (h=1 m).

$P_{\text{sp}}$  : Force de sous pression =b.(h) d'où (h : hauteur d'eau = 0,5 a 1m).

$P_{\text{eau}}$  : poids le l'eau.

$P_{\text{Revanche}}$  : poids de la revanche.

X : du au force de frottement (cohésion béton-terre) (<1)

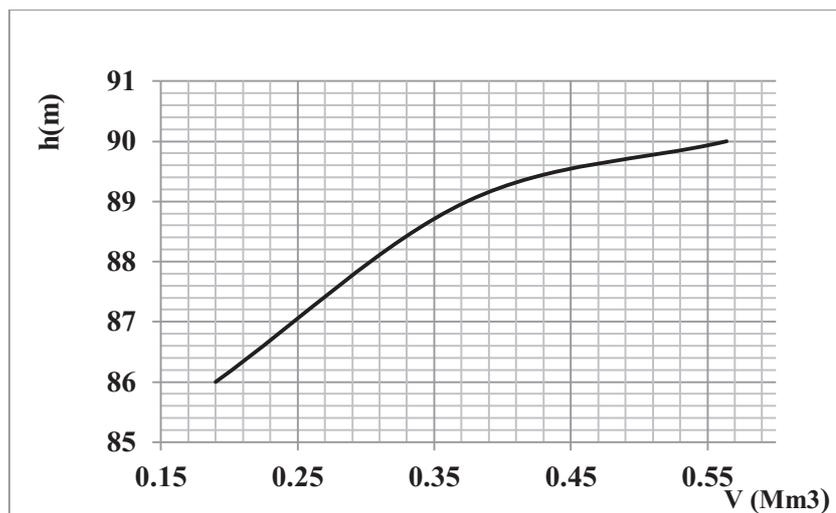
Pour  $h = 0,5\text{m}$  la largeur  $b = 0.35\text{ m}$  et par mesure de sécurité on prend **0,5 cm**.

Pour  $h = 1\text{m}$  la largeur  $b = 0.36\text{ m}$  et par mesure de sécurité on prend **0,5 cm**.

Après cet aménagement on aura une nouvelle courbe de capacité hauteur de la retenue donnée dans la (figure IV.12).

**Tableau IV.23** : Le volume d'eau stocké en fonction des hauteurs du bassin.

	S (m <sup>2</sup> )	$\Delta H$ (m)	V(Mm <sup>3</sup> )
86	124600	3	0.37
89			
90	188400	1	0.56



**Figure IV.12** : Courbe de capacité, hauteur du bassin V(h)

**IV.6.3 Dimensionnement des murs**

Au point où le talweg principale et le plus long affluent d'ordre 1 se rencontrent on doit installer deux mur collecteurs pour assurer la réception des eaux de pluie par notre canal et éviter les force de sous pression provoquées par les eaux d'infiltration à côté des berges.

Le mur ouest est sous forme d'un arc de rayon de 86m sur une longueur de 60m et une hauteur de 0,8m imposé par les conditions topographique.

Le mur est un arc de rayon de 79m et de longueur de 54m avec une hauteur de 0,8m.

Utilisant les lois de RDM appliquées pour la stabilité de même manière comme le calcul du mur précédent on trouve une largeur de 30 cm

**IV.6.4 Dimensionnement des traversés de routes**

Comme notre canal traverse deux routes la CW90 et un chemin communale relie Le centre de SIDI CHAHMI a zones préurbaines de SIDI CHAHMI on doit dimensionner deux dalots gardant l'écoulement a surface libre, par ce que les dispositifs de traverser existants ne peuvent pas faire passer le débit du canal sans qu'il y est un débordement et par conséquence l'inondation du chemin.

Pour cela on doit utiliser la formule de Chézy pour le dimensionnement de ces deux traversés. La forme choisie est une section rectangulaire.

Pour la détermination de la longueur de courbe de remous provoquée par chaque galerie on a utilisé la méthode de Bakhmeteff [6].

**Tableau IV.24 :** Eléments géométriques pour une section rectangulaire.

Elément	Section S (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé P(m)	Rayon hydraulique R <sub>h</sub> (m)	Largeur au miroir B(m)	Profondeur hydraulique D <sub>h</sub>
Formule de Calcul	$bh$	$b + 2h$	$\frac{bh}{b + 2h}$	$b$	$h$

**Tableau IV.25 :** Caractéristiques des deux galeries.

	Dalot 01		Dalot 02
Longueur(m)	10		10
Largeur (m)	4		5
Hauteur (m)	2.5		2
Cote Amont(m)	104.98		90.05
Cote Aval(m)	104.89		90.00
i (m/m)	0.009		0.004
$h_c$ (m)	3.41		3.16
$i_c$ (m/m)	0.005		0.004
h (m)	1.58		1.72
S (m <sup>2</sup> )	6.32		8.61
P (m)	7.16		8.44
R (m)	0.88		1.02
Coefficient de Chézy	69.99		71.66
$V_c$ (m/s)	5.87		5.57
V (m/s)	6.4		4.58
Q (m <sup>3</sup> /s)	39.41		39.41
Type de courbe de remous provoquée	S3	S2	S3
Situation	Amont	Aval	Amont
Longueur de la courbe (m)	253.24	223.24	93.15

On remarque que les dimensions des dalots conservent l'écoulement à surface libre et aussi les dimensions du canal malgré la provocation de l'augmentation de ligne d'eau mais elle reste toujours sous la hauteur de sécurité dans le canal.

#### **IV.6.5 Entré du bassin de retenue**

L'écoulement continue dans un canal rectangulaire en gabion métallique en escalier de même dimensions que la traversé N°02 sur une distance de 18m est une cote du fond amont de 90m jusqu'à l'arrivé du bassin de retenue a une cote du fond de 89m.

La pente est très faible d'où le fond forme un escalier avec des contres marche de 0.25m chaque 4.5 m de longueur et une épaisseur de mus de 1 m, ce qui permet le transport de tout le débit de 39,41m<sup>3</sup>/s et la brise de charge pour diminuer la vitesse ainsi favoriser les dépôts a l'amont du bassin.

**IV.7 CONCLUSION**

Dans ce chapitre on a dimensionné et vérifié la sécurité des ouvrages nécessaires pour l'aménagement proposé.

On a rencontré des obstacles lors de cette étude ce qui conduit toujours à des cas particuliers prenant l'exemple des galeries de traversé ou bien la revanche du bassin.

Les dimensions des ouvrages annexes (Dalot 01 et 02, canal de décharge) n'influencent pas beaucoup sur la variation de ligne d'eau ce qui conserve les dimensions finales du canal et le bassin.

Il est nécessaire d'implanter une grille à l'entrée du bassin et aussi à l'entrée de chaque traversé ainsi que le début du canal ou se termine les deux murs collecteurs.

Le calcul hydraulique a permis un dimensionnement respectant les normes de sécurité pour éviter toutes défaillances probables des constructions.

L'expropriation de quelques habitations et hangars est inévitable à cause de leurs situations par rapport au bassin de retenue.

L'évacuation d'une lame d'eau de 0,5 m dans le bassin est en 33 h avec un écoulement continu durant cette durée.

Cette étude nous oblige à bien planifier les travaux d'exécution de notre projet ce qui fait partie du chapitre V.

Chapitre V :

# **Organisation de Chantier**

**V.1 INTRODUCTION**

L'organisation de chantier consiste à planifier les différentes tâches à exécutées selon les moyens (humains et matériels) pour respecter les délais de réalisation de projet, cette planification consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moins nécessaires pour accomplir des meilleures conditions de sécurité et d'enchaînement des travaux. Ces derniers sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

La partie principale des travaux sont les terrassements. Actuellement, les tendances du développement des machines de construction et de terrassement sont le changement de transmission hydraulique et l'augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, et leur mécanique est plus complexe.

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation des travaux il faut toujours commencer par une étude technico-économique donnant les meilleurs outils de travail et de sécurité (engin...), la stratégie des travaux et leur organisation et chercher constamment la meilleure façon la plus économique et sécuritaire des moyens fournis.

**V.2 TYPES DE CHANTIER**

Le groupe humain (main d'œuvre), matériels, et matériaux est un chantier. Ce dernier est subdivisé en trois types selon les installations.

**V.3 INSTALLATIONS DU CHANTIER****V.3.1 Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**V.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

**V.3.3 Installations destinées à la réparation des engins :**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

**V.3.4 Installations pour la préfabrication :**

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage.

**V.4 SUCCESSION DES TRAVAUX DE CHANTIER****V.4.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise**

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

### V.4.2 Préparation des sites de construction

Elle consiste à préparer les sites suivant :

- Cheminement du canal.
- Emplacement des murs.
- La Cuvette du bassin.

C'est des travaux qu'il faut effectuer pour un bon démarrage du projet en ouvrant les accès et projetant les installations nécessaires d'une manière logique et économique. Les accès ne posent pas de problème mais il faut que la réalisation passe par deux grandes étapes :

- Réalisation du côté nord (proche de la ville): elle comporte les deux murs et une galerie et un tronçon du canal.
- Réalisation du côté sud (à l'entrée sud de la ville) :c'est la réalisation du deuxième tronçon de canal et la deuxième galerie ainsi que le bassin de retenue plus le canal de décharge.

On a opté pour cette subdivision à cause de l'éloignement entre les sites de constructions donc l'emplacement de la base vie doit être entre le côté sud et nord (très proche de la ville 1Km environ et tient compte de la subdivision proposée).

### V.4.3 Exécution des travaux

Cette partie se divise en sous parties :

- Décapage.
- Terrassement.
- Compactage de la section total.
- Pose de tout-venant.
- Coffrage.
- Coulage avec un béton dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> (Propreté),
- Coulage avec un béton dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> (très soudé D5,5 15×15 plus adjuvant hydrofuge).

**V.4.4 Engins utilisés**

Pour bien mener le projet, on doit affecter les taches prévues aux engins convenables (Tableau V.1).

**Tableau V.1 :** Engins et leurs taches.

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dosers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dosers	
	Niveleuse	
	Camions	
	Dumpers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

La capacité théorique et réel des engins utilisés est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 :** Engins et leurs capacités théoriques.

Engin	Capacité horaire théorique	Capacité journalière théorique	Capacité journalière réelle
	m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /j	m <sup>3</sup> /j
Bulldozer	150	1200	600
Chargeur	115	920	460
Pelle hydraulique	100	800	400
Camion	8	64	512

Généralement, le rendement utilisé est celui d'un ensemble d'engins qui travaillent en même temps

Dans notre projet on utilisera l'équipe de :

- Pelles hydraulique des 125 HP, équipées retro.
- 1 grader 135, lame normale.
- 1 compacteur pieds de mouton vibrant 210 HP, ou 1 compacteur lisse de 135 HP.
- 4 camions de benne 12 m<sup>3</sup>, 190 a 240 CV, ou 2 tombereaux articulés 14 m<sup>3</sup> de 260 CV.
- 3 camions de benne 8 m<sup>3</sup>, 160 a 180 CV, équipés de citerne a eau 12000 litres.

Le rendement de l'échelon est : 1560 m<sup>3</sup> en place par jour par 8 heures.



**Figure V.1 : DOZERS**



**Figure V.2: Chargeur pneumatique**



**Figure V.3 : Pelle hydraulique.**



**Figure V.4 : Niveleuse**



**Figure V.5 : Compacteur**

## **V.5 CALCUL DES VOLUMES**

### **V.5.1 Volumes des déblais**

Le calcul des volumes se fait d'après base des sections transversales effectuées e long du profile en long utilisant la formule ci-dessous :

$$V = \left(\frac{S_{am} + S_{av}}{2}\right)l$$

$S_{am}$  : section amont (m<sup>2</sup>).

$S_{av}$  : section aval (m<sup>2</sup>).

$l$  : longueur entre les deux sections (m).

Pour notre projet on a des déblais au niveau du tracé de canal et au niveau de la cuvette ou se situ notre bassin de retenue.

**V.5.1 .1 Volumes des déblais du chemin de canal**

Pour le canal la distance entre deux section est pris 150m

Le tableau suivant exprime le calcul pour le canal.

**Tableau V.3** : Déblais du canal.

Profil n°	Abscisse	Longueur	Déblais				
			Surfac	Surfac	Surface	Volume	Cumul Vol. (m³)
P1	0.000	75.000	4.16	0.01	4.17	312.393	312.393
P2	150.000	150.000	5.69	5.44	11.13	1668.778	1981.171
P3	300.000	150.000	1.01	0.78	1.80	269.251	2250.422
P4	450.000	150.000	0.55	0.43	0.98	146.278	2396.700
P5	600.000	150.000	3.14	2.94	6.08	912.167	3308.867
P6	750.000	150.000	1.56	1.59	3.15	472.749	3781.616
P7	900.000	150.000	5.48	5.44	10.92	1637.584	5419.200
P8	1050.000	150.000	1.70	1.73	3.43	514.602	5933.802
P9	1200.000	150.000	2.93	3.15	6.08	912.614	6846.416
P10	1350.000	150.000	3.24	3.56	6.80	1019.912	7866.328
P11	1500.000	150.000	4.82	4.46	9.28	1391.605	9257.933
P12	1650.000	150.000	3.97	3.92	7.89	1183.558	10441.492
P13	1800.000	150.000	4.66	4.74	9.40	1410.445	11851.937
P14	1950.000	150.000	5.89	7.26	13.16	1973.323	13825.260
P15	2100.000	150.000	7.60	7.86	15.46	2318.916	16144.175
P16	2250.000	106.500	7.70	7.86	15.56	1656.628	17800.803
P17	2313.000	31.500	8.56	8.72	17.27	544.155	<b>18344.958</b>

**V.5.1 .2 Volumes des déblais de la cuvette de bassin**

La distance entre deux coupes transversales suivant l'axe du bassin est de 50m.

**Tableau V.4** : Déblais du Bassin.

Profil n°	Abscisse	Longueur d'application	Déblais				
			Surface Gauche (m²)	Surface Droite (m²)	Surface Total (m²)	Volume (m³)	Cumul Vol. (m³)
P1	0.000	25.000	0.00	10.70	10.70	267.498	267.498
P2	50.000	50.000	86.26	167.86	254.13	12706.316	12973.814
P3	100.000	50.000	77.63	155.83	233.46	11673.036	24646.850
P4	150.000	50.000	66.91	45.14	112.05	5602.396	30249.247
P5	200.000	50.000	54.79	176.23	231.02	11551.223	41800.469
P6	250.000	50.000	65.02	137.31	202.34	10116.880	51917.349
P7	300.000	50.000	20.11	172.98	193.09	9654.364	61571.713
P8	350.000	50.000	69.30	205.92	275.22	13760.789	75332.502
P9	400.000	50.000	40.80	56.18	96.98	4849.087	80181.590
P10	450.000	50.000	73.00	47.22	120.22	6011.084	86192.673

**Tableau V.4 (suite):** Déblais du Bassin.

Profil n°	Abscisse	Longueur d'application	Déblais				
			Surface Gauche (m <sup>2</sup> )	Surface Droite (m <sup>2</sup> )	Surface Total (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Cumul Vol. (m <sup>3</sup> )
P12	550.000	50.000	194.78	139.04	333.82	16691.037	114816.88
P13	600.000	50.000	204.32	168.58	372.90	18645.228	133462.11
P14	650.000	50.000	185.60	126.11	311.71	15585.288	149047.40
P15	700.000	50.000	185.46	159.69	345.15	17257.629	166305.03
P16	750.000	50.000	146.50	164.71	311.21	15560.535	181865.56
P17	800.000	50.000	107.24	203.17	310.41	15520.605	197386.17
P18	850.000	50.000	92.00	303.36	395.36	19768.124	217154.29
P19	900.000	50.000	158.77	370.65	529.42	26471.063	243625.3
P20	950.000	47.974	183.44	407.30	590.74	28339.659	271965.02
P21	995.947	22.974	0.00	40.67	40.67	934.426	272899.44

**V.5.2 Volumes des remblais**

De même façon comme le calcul des déblais mais cette fois ci on calcul par rapport aux sections des vides remplir.

$$V = \left( \frac{S_{am} + S_{av}}{2} \right) l$$

$S_{am}$  : section amont (m<sup>2</sup>).

$S_{av}$  : section aval (m<sup>2</sup>).

$l$  : longueur entre les deux sections (m).

**V.5.2.1 Volumes des remblais du cheminement de canal****Tableau V.5 :** Remblais de canal.

Profil n°	Abscisse	Longueur d'application	Remblais				
			Surface Gauche (m <sup>2</sup> )	Surface Droite (m <sup>2</sup> )	Surface Total (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Cumul Vol. (m <sup>3</sup> )
P1	0.000	75.000	0.22	0.00	0.22	16.762	16.762
P2	150.000	150.000	0.15	0.23	0.38	57.331	74.093
P3	300.000	150.000	1.90	2.48	4.38	656.667	730.760
P4	450.000	150.000	2.73	3.14	5.87	880.165	1610.925
P5	600.000	150.000	0.90	1.12	2.02	303.529	1914.455
P6	750.000	150.000	2.04	1.97	4.01	602.055	2516.510
P7	900.000	150.000	0.33	0.35	0.68	102.561	2619.071
P8	1050.000	150.000	2.29	2.19	4.47	670.946	3290.017
P9	1200.000	150.000	0.92	0.72	1.64	246.210	3536.227
P10	1350.000	150.000	0.17	0.06	0.23	34.719	3570.946
P11	1500.000	150.000	0.00	0.01	0.01	0.963	3571.909

**Tableau V.5 (suite):** Remblais de canal.

Profil n°	Abscisse	Longueur d'application	Remblais				
			Surface Gauche (m <sup>2</sup> )	Surface Droite (m <sup>2</sup> )	Surface Total (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Cumul Vol. (m <sup>3</sup> )
P12	1650.000	150.000	0.08	0.10	0.18	26.430	3598.338
P13	1800.000	150.000	0.01	0.00	0.01	1.561	3599.900
P14	1950.000	150.000	0.00	0.00	0.00	0.651	3600.551
P15	2100.000	150.000	0.00	0.00	0.00	0.000	3600.551
P16	2250.000	106.500	0.00	0.00	0.00	0.000	3600.551
P17	2313.000	31.500	0.00	0.00	0.00	0.000	<b>3600.551</b>

**V.5.2.2 Volumes des remblais de la cuvette du Bassin****Tableau V.6 :** Remblais de la cuvette du bassin.

Profil n°	Abscisse	Longueur	Remblais				
			Surfac	Surfac	Surface	Volume	Cumul Vol. (m <sup>3</sup> )
P1	0.000	25.000	4.74	0.00	4.74	118.493	118.493
P2	50.000	50.000	16.32	0.00	16.32	816.085	934.578
P3	100.000	50.000	21.14	0.00	21.14	1057.212	1991.790
P4	150.000	50.000	14.04	38.65	52.69	2634.434	4626.223
P5	200.000	50.000	62.86	0.00	62.86	3143.057	7769.280
P6	250.000	50.000	43.05	0.27	43.32	2165.851	9935.131
P7	300.000	50.000	82.43	0.00	82.43	4121.475	14056.606
P8	350.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P9	400.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P10	450.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P11	500.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P12	550.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P13	600.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P14	650.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P15	700.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	14056.606
P16	750.000	50.000	6.37	4.44	10.81	540.626	14597.232
P17	800.000	50.000	5.05	0.81	5.86	293.058	14890.290
P18	850.000	50.000	8.60	0.00	8.60	430.036	15320.326
P19	900.000	50.000	0.00	0.00	0.00	0.000	15320.326
P20	950.000	47.974	0.00	0.00	0.00	0.000	15320.326
P21	995.947	22.974	7.23	1.55	8.77	201.538	<b>15521.863</b>

**V.5.3 Volume du béton**

On détermine le volume du béton ou toutes couches supplémentaires par la formule suivante :

$$V = E \times P \times L$$

**V** : Le volume de la couche (m<sup>3</sup>).

**E** : épaisseur de la couche (m).

**P** : périmètre de la couche (m).

**L** : La longueur de la couche (m).

**V.5.3 .1 Volume du béton armé**

Le béton armé est utilisé pour le revêtement du canal et les deux galeries

**Tableau V.7** : Volume du béton armé.

Profil n°	L	Gauche			Droite			Total			Cumul	
		Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
P1	75.000	0.45	337.	33.75	0.45	337.5	33.750	0.90	675.00	67.50	675.0	67.500
P2	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	2025.	202.500
P3	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	3375.	337.500
P4	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	4725.	472.500
P5	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	6075.	607.500
P6	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	7425.	742.500
P7	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	8775.	877.500
P8	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	10125	1012.50
P9	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	11475	1147.50
P10	150.00	0.40	600.	60.00	0.40	600.0	60.000	0.80	1200.00	120.0	12675	1267.50
P11	150.00	0.40	600.	60.00	0.40	600.0	60.000	0.80	1200.00	120.0	13875	1387.50
P12	150.00	0.40	600.	60.00	0.40	600.0	60.000	0.80	1200.00	120.0	15075	1507.50
P13	150.00	0.40	600.	60.00	0.40	600.0	60.000	0.80	1200.00	120.0	16275	1627.50
P14	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	17625	1762.50
P15	150.00	0.45	675.	67.50	0.45	675.0	67.500	0.90	1350.00	135.0	18975	1897.50
P16	106.50	0.45	479.	47.92	0.45	479.2	47.925	0.90	958.50	95.85	19933	1993.35
P17	31.500	0.45	141.	14.17	0.45	141.7	14.175	0.90	283.50	28.35	20217	2021.70

**V.5.3 .2 Volume du béton de la revanche**

La revanche du bassin a une longueur entre 0 et 1m, une longueur de 390 m donc le volume du béton armé (parfaitement étanche) est de 117m<sup>3</sup>

V.5.3.3 Volume du béton de propretéTableau V.8 : Volume du béton de propreté.

Profil n°	L	Gauche			Droite			Total			Cumul	
		Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )
P1	75.00	0.45	337.5	33.750	0.45	337.50	33.75	0.90	675.00	67.50	675.00	67.500
P2	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	2025.0	202.50
P3	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	3375.0	337.50
P4	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	4725.0	472.50
P5	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	6075.0	607.50
P6	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	7425.0	742.50
P7	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	8775.0	877.50
P8	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	10125.	1012.5
P9	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	11475.	1147.5
P10	150.0	0.40	600.0	60.000	0.40	600.00	60.00	0.80	1200.0	120.0	12675.	1267.5
P11	150.0	0.40	600.0	60.000	0.40	600.00	60.00	0.80	1200.0	120.0	13875.	1387.5
P12	150.0	0.40	600.0	60.000	0.40	600.00	60.00	0.80	1200.0	120.0	15075.	1507.5
P13	150.0	0.40	600.0	60.000	0.40	600.00	60.00	0.80	1200.0	120.0	16275.	1627.5
P14	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	17625.	1762.5
P15	150.0	0.45	675.0	67.500	0.45	675.00	67.50	0.90	1350.0	135.0	18975.	1897.5
P16	106.5	0.45	479.2	47.925	0.45	479.25	47.92	0.90	958.50	95.85	19933.	1993.3
P17	31.50	0.45	141.7	14.175	0.45	141.75	14.17	0.90	283.50	28.35	20217.	2021.7

V.5.4 Volume du tout-venantTableau V.9 : Volume de tout-venant.

Profil n°	L	Gauche			Droite			Total			Cumul	
		Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
P1	75.00	0.90	337.5	67.50	0.90	337.50	67.500	1.80	675.00	135.0	675.00	135.00
P2	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	2025.0	405.00
P3	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	3375.0	675.00
P4	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	4725.0	945.00
P5	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	6075.0	1215.0
P6	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	7425.0	1485.0
P7	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	8775.0	1755.0
P8	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	10125.	2025.0
P9	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	11475.	2295.0
P10	150.0	0.80	600.0	120.0	0.80	600.00	120.00	1.60	1200.00	240.0	12675.	2535.0
P11	150.0	0.80	600.0	120.0	0.80	600.00	120.00	1.60	1200.00	240.0	13875.	2775.0
P12	150.0	0.80	600.0	120.0	0.80	600.00	120.00	1.60	1200.00	240.0	15075.	3015.0
P13	150.0	0.80	600.0	120.0	0.80	600.00	120.00	1.60	1200.00	240.0	16275.	3255.0
P14	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	17625.	3525.0
P15	150.0	0.90	675.0	135.0	0.90	675.00	135.00	1.80	1350.00	270.0	18975.	3795.0
P16	106.5	0.90	479.2	95.85	0.90	479.25	95.850	1.80	958.50	191.7	19933.	3986.7
P17	31.50	0.90	141.7	28.35	0.90	141.75	28.350	1.80	283.50	56.70	20217.	4043.4

V.5.5 Volume de la couche superficiel du bassin (Roche D=20cm)Tableau V.10 : Volume de la pierre.

Profil n°	L	Gauche			Droite			Total			Cumul	
		Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Coupe (m <sup>2</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Aire (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
P1	25.00	8.40	700.0	210.00	8.40	700.0	210.00	16.80	1400.0	420.00	1400.0	420.000
P2	50.00	86.40	4800.	4320.0	86.40	4800.	4320.0	172.80	9600.0	8640.0	11000.	9060.000
P3	50.00	86.40	4800.	4320.0	86.40	4800.	4320.0	172.80	9600.0	8640.0	20600.	17700.00
P4	50.00	86.40	4800.	4320.0	66.60	3700.	3330.0	153.00	8500.0	7650.0	29100.	25350.00
P5	50.00	86.40	4800.	4320.0	86.40	4800.	4320.0	172.80	9600.0	8640.0	38700.	33990.00
P6	50.00	86.40	4800.	4320.0	86.40	4800.	4320.0	172.80	9600.0	8640.0	48300.	42630.00
P7	50.00	94.50	5250.	4725.0	100.80	5600.	5040.0	195.30	10850.	9765.0	59150.	52395.00
P8	50.00	30.00	5000.	1500.0	30.00	5000.	1500.0	60.00	10000.	3000.0	69150.	55395.00
P9	50.00	30.00	5000.	1500.0	30.00	5000.	1500.0	60.00	10000.	3000.0	79150.	58395.00
P10	50.00	30.00	5000.	1500.0	30.00	5000.	1500.0	60.00	10000.	3000.0	89150.	61395.00
P11	50.00	30.00	5000.	1500.0	30.00	5000.	1500.0	60.00	10000.	3000.0	99150.	64395.00
P12	50.00	30.00	5000.	1500.0	30.00	5000.	1500.0	60.00	10000.	3000.0	109150	67395.00
P13	50.00	30.00	5000.	1500.0	30.00	5000.	1500.0	60.00	10000.	3000.0	119150	70395.00
P14	50.00	18.75	3750.	937.50	18.75	3750.	937.50	37.50	7500.0	1875.0	126650	72270.00
P15	50.00	18.75	3750.	937.50	18.75	3750.	937.50	37.50	7500.0	1875.0	134150	74145.00
P16	50.00	29.77	4961.	1488.3	29.77	4961.	1488.3	59.53	9922.0	2976.6	144072	77121.60
P17	50.00	29.77	4961.	1488.3	29.77	4961.	1488.3	59.53	9922.0	2976.6	153994	80098.20
P18	50.00	23.10	3850.	1155.0	29.77	4961.	1488.3	52.87	8811.0	2643.3	162805	82741.50
P19	50.00	23.10	3850.	1155.0	29.77	4961.	1488.3	52.87	8811.0	2643.3	171616	85384.80
P20	47.97	23.10	3693.	1108.1	29.77	4759.	1427.9	52.87	8453.8	2536.1	180069	87920.96
P21	22.97	8.40	643.2	192.97	29.77	2279.	683.82	38.17	2922.6	876.80	182992	88797.77

V.6 PLANIFICATION

Le planning doit respecter les conditions suivantes :

- Etre facile à lire par l'exécutant.
- Permettre a chacun de situer son intervention.
- Faciliter la mise à jour lors des pointages périodiques.
- prévoir les éventuels incidents de parcours.

Et pour cela il existe plusieurs méthodes d'élaboration de ce dernier

- CPM (Méthode du chemin critique).
- La méthode Pert.

- La méthode des potentiels.
- La méthode du chemin de fer.
- La gestion informatique du projet.

On a opté pour la méthode CPM afin de planifier les travaux de notre projet.

### V.6.1 Les paramètres e la méthode CPM

TR : Temps de réalisation des taches.

DCP : Date de commencement plutôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de fin au plutôt.

DFPP : Date de fin au plus tard.

MT : Marge totale.

$$DFP = DCP + TR.$$

$$DCPP = DFPP - TR.$$

Pour obtenir le chemin critique on a :

$$MT = 0$$

$$\sum TR_{cc} = DCP$$

### V.6.2 Calcul des durées

Avant le calcul des durées in doit fixer les engins utilisés pour la réalisation de notre projet.

**Tableau V.11** : Décomposition des travaux.

Ouvrage		Décapages (m <sup>3</sup> )	Déblais (m <sup>3</sup> )	Remblais (m <sup>3</sup> )	Tout- venant (m <sup>3</sup> )	Béton de propreté (m <sup>3</sup> )	Béton armé (m <sup>3</sup> )	Pierre (m <sup>3</sup> )	Délais (Jours)
Canal	TR1	2313	18345	3600	4043.4	2121.7	2021.7	-	45
	TR2								13
	TR3								18
	TR4								18
	TR5								32
Galerie N°01		1	100	-	4.8	-	1.6	-	10
Galerie N°02		1	100	-	3.75	-	1.6	-	10
Canal de décharge		1.8	180		27			5.4	7
Bassin		19500	272899.5	15525.86	-	-	117	88797.8	90
Totale		21816.8	291624.5	19161.86	4078.95	2121.7	2141.9	88803.2	344

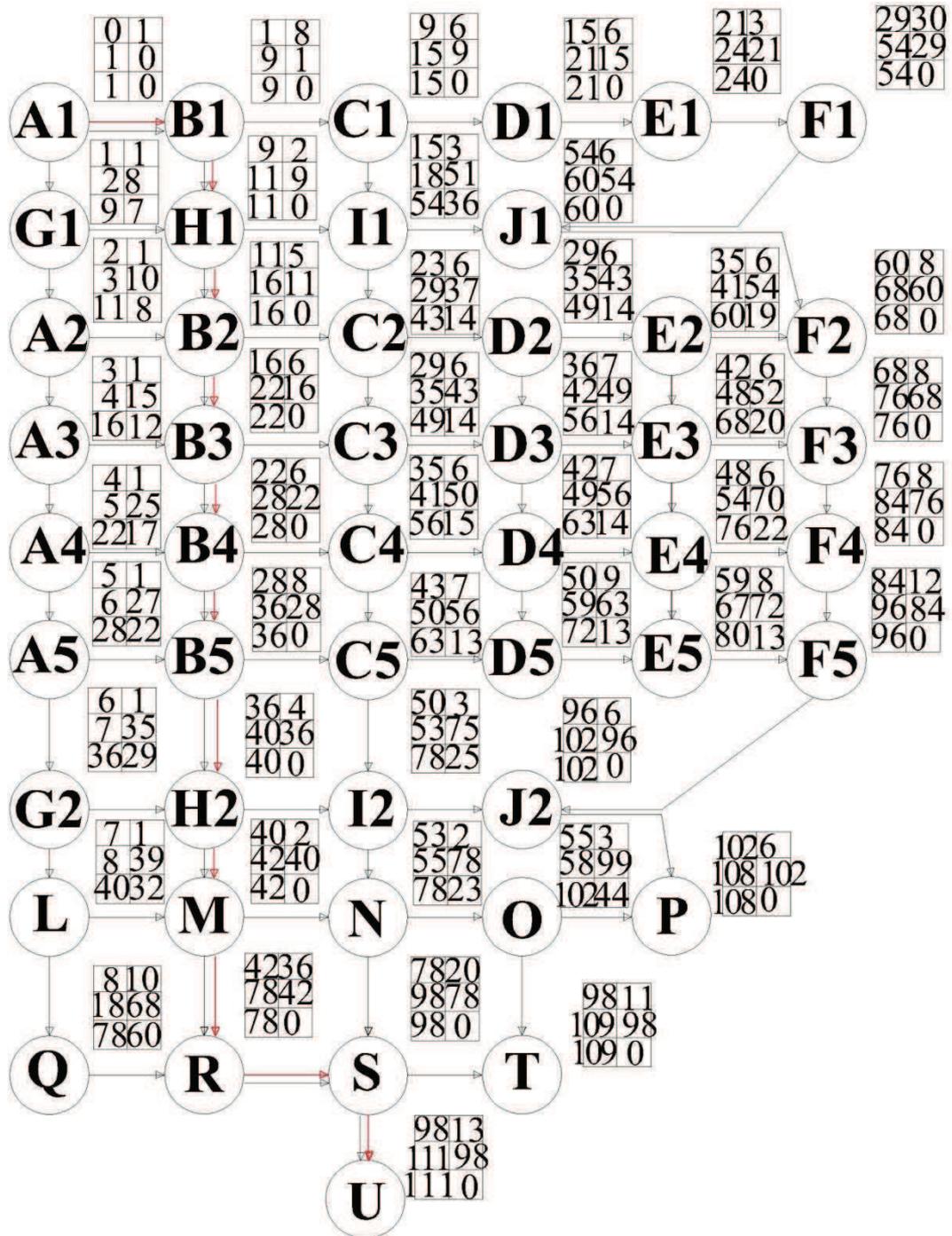
Le tableau suivant résume les déférentes taches et leurs durées dans l'ordre

**Tableau V.12 :** Liste des taches

Ouvrage	Numérotation	Taches	Durée	Notations
Canal	TR1	Décapage	1	A1
		Terrassement	8	B1
		Remblai	6	C1
		Pose de Tout-venant	6	D1
		Béton de propreté	3	E1
		Béton armé	30	F1
Galerie	1	Décapage	1	G1
		Terrassement	4	H1
		Pose de Tout-venant	3	I1
		Béton armé	6	J1
Canal	TR2	Décapage	1	A2
		Terrassement	5	B2
		Remblai	6	C2
		Pose de Tout-venant	6	D2
		Béton de propreté	6	E2
		Béton armé	8	F2
Canal	TR3	Décapage	1	A3
		Terrassement	6	B3
		Remblai	6	C3
		Pose de Tout-venant	7	D3
		Béton de propreté	6	E3
		Béton armé	8	F3
Canal	TR4	Décapage	1	A4
		Terrassement	6	B4
		Remblai	6	C4
		Pose de Tout-venant	7	D4
		Béton de propreté	6	E4
		Béton armé	8	F4
Canal	TR5	Décapage	1	A5
		Terrassement	8	B5
		Remblai	7	C5
		Pose de Tout-venant	9	D5
		Béton de propreté	8	E5
		Béton armé	12	F5
Galerie	2	Décapage	1	G2
		Terrassement	4	H2
		Pose de Tout-venant	3	I2
		Béton armé	6	J2
Canal de décharge	1	Décapage	1	L
		Terrassement	2	M
		Remblai	2	N
		Pose de Tout-venant	3	O
		Gabionnage	6	P
Bassin de retenu	1	Décapage	10	Q
		Terrassement	36	R
		Remblai	20	S
		Pose de la couche rocheuse	11	T
		Bétonnage de la revanche	13	U

**V.6.3 Détermination du chemin critique**

Sur le réseau a nœuds suivant le chemin critique est comme suit.



**Figure V.6 : Réseau a nœuds**

**V.7 CONCLUSION**

Après détermination du chemin critique la durée totale de réalisation est 111 jours. La réalisation du projet entraîne le mise à dispositions des moyens humains, financiers et matériels ;

La finalité étant de réaliser complètement le projet bien déterminé dans des conditions bien définies de délai, de cout, et de sécurité.

# **Conclusion Générale**

## **CONCLUSION GENERALE**

La protection des sites urbains contre les eaux de crues est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

Afin de pouvoir proposer des solutions au phénomène de submersion du sud de la ville de SIDI CHAHMI, nous avons d'abord présenté la zone avec les ouvrages existant pour la lutte contre les eaux de crue, une évaluation du débit à évacuer a été faite pour pouvoir choisir l'aménagement adéquat après une étude des variantes.

Pour un aménagement aussi important nous avons proposé une organisation de chantier propre à notre projet.

Enfin au fur et à mesure de notre étude on recommande :

- Installations des grilles a l'entrée du canal, a l'entrée de chaque galerie de traversé et a l'entrée du bassin.
- Reboisement et Gazonnement des surfaces avoisinantes le bassin et le canal.
- Curage périodique du bassin de retenue d'eaux pluviales et du canal de décharge (après chaque période pluvieuse).
- L'ancrage de mur de la revanche de bassin doit être suffisant pour diminuer l'impact de la force renversante.
- Le remblai de certains endroits autour du bassin de retenue est indispensable.
- Tout accès au bassin est interdit sauf pour l'entretien.
- Enlèvement de matières solides de gros diamètres stoppées par les grilles périodiquement (deux fois par mois).

## **Références Bibliographiques**

# Références Bibliographiques

## Ouvrages

[1]-**ARMANDO LANCASTRE**, Hydraulique générale (P127, P1287, P133, P167-P254, P536, P537, P536, P542, P543, P543, P544, P545, P548).Troisième tirage 2002 édition Safège (Eyrollis).

[2]-**BENINA.TOUAIBIA**, Manuel Pratique d'Hydrologie (P1-P89, P118-P142, P146-164) ISBN 2004

[3]-**JAQUES MIQUEL**, Guide pratique d'estimation des probabilités de crues (P1-P13).EYROLLES edition1984.

[4]-**RICHARDO. SINNGER-WILI .H.HAGER**, Constructions hydrauliques. Ecoulement stationnaire, volume15. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

[5]-**Service Technique de l'Urbanisation du Ministère de l'Equipement en France, STU, et les agences de l'eau Françaises**, Guide pratique des bassins de retenue d'eaux pluviales (P1 a P8, P12-P 22, P23-P27, P23-P27, P29-P43, P51,P52,P53, P215-P253). TEC-DOC Lavoisier édition.1994

[6]-**WALTER.H.GAF** en collaboration avec **M .S-ALTINAKAR**, Hydraulique fluviale Ecoulement et phénomène de transport dans les canaux a géométrie simple volume 16(P11-P30, P71-P131, P135-P183). Ecole polytechnique fédérale de Lauzane1993

## Articles scientifiques

[7]-**BACHIR HALLOUCHE 1, MOHAMMED BENYAHIA 2, KADA MOUEDDENE 2, ABBAS MAROK 3**, Apport de l'hydro géomorphologie dans la cartographie des zones inondables Exemple de la plaine de Sidi Bel Abbes (Algérie Nord occidentale) Sécheresse 2010 ; 21 (3) : 219-24.

[8]-**BOUASRIA SNOUCI, KHALLADI. M, KHALDI. A**, Ralentissement Dynamique des Inondations au niveau d'un bassin Versant de l'Ouest Algérien: cas de l'Oued Mekerra (Sidi Bel Abbes). European Journal of Scientific Research 2010.

## Support pédagogiques

[9]-**M<sub>me</sub> B.TOUAIBIA**, Les retenues (P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17). ENSH Deuxième impression Janvier 2001.

[10]-**M.K MIHOUBI**, Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir. ENSH Janvier 1999.

## Sitographie

[11]-

[http://www.radioalgerie.dz/fr/index.php?option=com\\_content&view=article&id=20212:nouvelles-inondations-a-el-tarf-trois-personnes-portees-disparues&catid=63:regionales&Itemid=100](http://www.radioalgerie.dz/fr/index.php?option=com_content&view=article&id=20212:nouvelles-inondations-a-el-tarf-trois-personnes-portees-disparues&catid=63:regionales&Itemid=100)

[12]- <http://herguema.kazeo.com/histoire-d-lagerie/essais-chimiques-en-algerie-et-l-inondations-en-algerie-avril-1954,a1632135.html>

[13]- <http://www.journaux.ma/algerie/un-plan-de-prevention-contre-les-risques-des-inondations>

[14]- [http://www.tsa-algerie.com/divers/pluies-a-ghardaia-22-personnes-secourues-et-des-degats-materiels\\_17525.html](http://www.tsa-algerie.com/divers/pluies-a-ghardaia-22-personnes-secourues-et-des-degats-materiels_17525.html)

[15]- <http://www.algerie-dz.com/article15678.html>

[16]- <http://www.phenomenes-naturels.com/inondations.php>

[17]-

[http://www.hautesavoie.gouv.fr/02\\_securite/024\\_protection\\_civile/0246\\_risques\\_majeurs/02462\\_ddrm/PDF/chap2\\_1\\_I.pdf](http://www.hautesavoie.gouv.fr/02_securite/024_protection_civile/0246_risques_majeurs/02462_ddrm/PDF/chap2_1_I.pdf)

[18]- <http://www.phenomenes-naturels.com/inondations.php>

[19]- [http://www.haute-](http://www.haute-savoie.gouv.fr/02_securite/024_protection_civile/0246_risques_majeurs/02462_ddrm/PDF/chap2_1_I.pdf)

[savoie.gouv.fr/02\\_securite/024\\_protection\\_civile/0246\\_risques\\_majeurs/02462\\_ddrm/PDF/chap2\\_1\\_I.pdf](http://www.haute-savoie.gouv.fr/02_securite/024_protection_civile/0246_risques_majeurs/02462_ddrm/PDF/chap2_1_I.pdf)

# **Annexes**

## Annexes

### Classification deuxième de l'O.R.S.T.O.M (IRD actuellement).

R <sub>1</sub>	Relief très faible	D <sub>s</sub> <10m
R <sub>2</sub>	Relief faible	10m <D <sub>s</sub> < 25m
R <sub>3</sub>	Relief assez faible	25m <D <sub>s</sub> < 50m
R <sub>4</sub>	Relief modéré	50m <D <sub>s</sub> < 100m
R <sub>5</sub>	Relief assez fort	100m <D <sub>s</sub> < 250m
R <sub>6</sub>	Relief fort	250m <D <sub>s</sub> < 500m
R <sub>7</sub>	Relief très fort	500m <D <sub>s</sub>

Elément d'hydrologie de surface par J.P LABORDE edition 2000.

### Station EL BRAYA

#### Evaporation cumulé mensuel (mm)

ANNEE	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
1990	41.53	82.7	73.35	108.4	120.24	184.24	194.54	179.07	125.37	101.14	38.35	38.51
1991	51.2	30.58	71.03	102.05	133.49	152.18	173.77	152.03	12.115	70.19	42.11	27.19
1992	28.75	40.59	59.59	100.88	180.29	120.92	149.74	142.62	103.49	81.18	36.1	43.53
1993	31.28	40.78	68.75	96.31	138.02	174.09	173.4	168.87	127.99	51.42	20.82	30.8
1994	63.36	40.15	78.75	141.24	149.97	83.7	149.74	188.03	156.81	71.49	46.1	35.1
1995	48.34	54.69	108.5	93.84	146.46	159.25	183.91	181.4	124.75	81.85	57	34.7
1996	43.75	41.54	80.02	101.16	148.7	157.38	110.6	163.94	118.34	46.95	46.48	44.3
1997	29.33	46.5	89.43	108.21	135.42	218.69	176	115.3	120.71	77.50	67.01	149.94
1998	41.53	48.08	81.46	108.40	127.85	151.04	149.74	142.62	120.71	77.50	188.5	69.42
1999	41.53	48.08	98.09	110.8	56.85	77.1	174.16	87.62	155.24	77.50	67.01	146.6
2000	31.25	48.08	81.46	150.23	127.85	248.8	99.7	117.05	207.5	114.9	123	98.6
2001	46.5	55.2	87.1	79.3	69.1	85.12	61.6	72.9	75.5	78.4	71.6	114.4

### Station EL BRAYA

#### Température moyenne mensuelle (°C)

ANNEE	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
1990	12.09	14.75	15.42	16.13	19.48	23.295	25.24	26.07	27.9	21.03	15.5	12.56
1991	11.49	11.2	15.04	14.9	17.31	22.07	25.3	27.17	49.74	19.05	15.37	13.18
1992	12.5	12.54	13.42	15.59	19.42	20.58	23.6	25.28	23.15	18.73	15.64	13.98
1993	12	12.55	13.84	16.53	19.1	21.68	23.6	25.28	25.72	18.28	15.04	11.26
1994	12.31	12.85	14.33	15.54	19.18	21.9	26.8	27.8	24.23	20.8	17.99	16.2
1995	13.41	15.55	15.4	16.66	22.55	21.8	24.6	25.9	22.4	20.7	17.57	14.46
1996	13.95	11.75	15.2	16.7	18.3	21.8	24.2	25.3	21.87	17.5	14.63	13.5
1997	12.88	14	13.9	17.21	19.71	23.2	23.3	28.76	25.72	18.28	15.04	12.79
1998	12.31	12.85	14.33	15.54	18.2	21.0	23.6	25.28	25.72	18.28	15.04	12.79
1999	12.31	12.85	14.33	15.54	18.2	21.0	23.6	25.28	25.72	18.28	15.04	12.79
2000	12.31	12.85	13.04	12.9	11.88	12.95	17.51	18.3	16.96	12.96	13.14	11.03
2001	10.14	10.44	13.76	13.25	15.49	20.67	21.91	23	19.54	17.53	10.48	9.01

Station: EL BRAYA 40504

Série : Pmoy

ANNEE	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRL	MAI	JUI	JUILL	AOUT
1985	0.0	0.0	47.0	4.4	48.4	20.3	23.1	1.1	5.6	0.0	0.0	0.0
1986	47.1	3.1	21.8	25.7	29.7	12.8	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	0.0
1987	26.4	16.8	15.1	0.0	55.3	7.6	0.0	0.0	15.2	0.0	0.0	0.0
1988	0.0	24.8	0.0	0.0	0.0	0.0	21.2	7.4	0.0	0.0	0	1.7
1989	10.4	11.5	2.7	11.3	26.9	0.0	22.4	143.5	5.7	2.9	0.0	0.2
1990	5.8	21.0	48.1	34.8	86.6	37.8	107.2	2.0	30.2	0.0	0.0	0.0
1991	0.0	8.1	47.6	15.9	26.3	14.7	86.4	10.9	35.2	7.6	0.0	0.0
1992	0.0	14.7	18.0	7.1	1.5	39.8	48.5	27.9	6.7	2.5	0.0	0.0
1993	2.2	23.0	59.8	5.3	37.4	43.7	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1994	16.5	60.2	12.4	11.6	18.8	73.8	68.8	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0
1995	13.0	12.2	37.4	72.1	66.1	91.4	39.7	27.1	9.4	0.0	0.0	0.0
1996	29.4	1.5	8.6	29.5	46.5	0.0	0.0	46.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1997	21.2	41.7	50.4	34.0	34.4	23.3	6.3	7.5	20.8	0.0	0.0	0.0
1998	0.0	1.1	35.0	43.8	86.0	56.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1999	0.0	24.1	73.2	62.2	0.3	0.0	5.7	16.5	83.5	0.0	0.0	0.0
2000	11.0	172.0	86.0	12.6	52.4	81.1	0.0	14.5	3.3	0.0	0.0	0.0
2001	11.8	31.3	175.5	17.5	0.0	16.0	43.7	67.5	41.0	0.0	0.0	12.3
2002	0.5	12.6	62.7	0.0	80.1	75.6	4.7	19.9	13.6	0.0	0.0	0.0
2003	0.0	13.4	59.8	60.5	27.3	13.4	16.9	43.4	72.8	0.7	0.0	0
2004	3.5	16.6	39.2	112.6	12.3	62.1	43.0	3.5	0.0	1.3	0	0.0
2005	10	0.0	70.6	22.2	61.2	65.2	4.0	11.6	36.9	0	0	0

### Valeur du coefficient de forme selon la géologie d'un versant (f)

Nature géologique	Nature du bassin	
	Petit bassin	Grand bassin
Rocheux et imperméable	1.00	1.00
Légèrement imperméable. terrain nu	0.60	0.80
Légèrement perméable. partiellement cultivé et couvert de végétation	0.40	0.60
Sol cultivé perméable	0.30	0.40
Sol sableux perméable	0.20	0.30
Forêt dense	0.10	0.20

Hydrologie Appliqué (Sogrèah -Algérie)

### Infiltration et durée de vidange d'un plan d'eau en fonction de la perméabilité du sol

Nature du terrain	Perméabilité verticale	Débit de fuite m <sup>3</sup> /jour/Ha D'infiltration	Durée de vidange totale d'une lame d'eau de 1,5 m
Argile	10 <sup>-9</sup>	0.86	> 45 Ans
Marnes	10 <sup>-8</sup>	8.64	> 45 mois
Limons	10 <sup>-7</sup>	86.4	< 6 mois
Sables fins	10 <sup>-6</sup>	864	> 20 jours
Sables grossiers	10 <sup>-5</sup>	8640	> 2 jours
	10 <sup>-4</sup>	86400	> 4 heures
Roches fissurées	10 <sup>-3</sup>	864000	< 20 minutes

Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales par Le Service Technique de l'Urbanisme et les Agences de l'eau (TEC DOC Lavoisier) édition 1994

### Photos du site



Lit de L'Oued a l'amont de la digue. Evacuateur de crue de la digue (CHAABAT ER ROKBA)



**Prolongement de la cuvette sud vers l'est**



**Envasement du seuil déversant sur  
CHAABAT BOURZAMA**



**Disfonctionnement de la digue sur CHAABAT BELFADEL**



**Envasement de la vidange du fond de la digue sur CHAABAT ER ROKBA**