



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**BENHADJ Mazigh**

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

Option : Hydraulique Urbaine

### INTITULE :

## **ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED N'TAMG HAOUTH (C) EL-KSEUR (W) BEJAIA**

Soutenu le **16/09 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. ALLOUACHE. A**
- Promoteur (s) : **Mr. LADJEL. M**
- Examineur (s) : **Mr. SAOU. A**  
**Mr. BRAKENI. A**



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**BENHADJ Mazigh**

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

Option : Hydraulique Urbaine

### INTITULE :

## **ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED N'TAMG HAOUTH (C) EL-KSEUR (W) BEJAIA**

Soutenu le **16/09 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. ALLOUACHE. A**
- Promoteur (s) : **Mr. LADJEL. M**
- Examineur (s) : **Mr. SAOU. A**  
**Mr. BRAKENI. A**

# REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, je tiens à remercier mon promoteur Mr. LADJEL Mahmoud de m'avoir poursuivi tout en long de mon travail et m'aider à réaliser ce modeste document.*

*J'adresse mes remerciements aux membres de jury Mr. SAOUA, Mr. ALLOUACHE A et Mr. BRAKENI A, qui me feront l'honneur de juger mon présent travail.*

*Je remercie tous les enseignants qui ont contribué le long de ma formation et tous les personnels du département d'hydraulique.*

*Sans oublier, je remercie Mr HEDADDI et Mme BOUAICH de la direction d'hydraulique de la wilaya de Bejaia, de leurs informations aussi précieuses et de m'avoir laissé consulter des divers documents.*

*Je remercie toute ma famille de m'avoir encouragé et soutenu durant mon séjour à l'université.*

*Enfin, à tous qui m'ont soutenue de près ou de loin.*

**M/BENHADJ**

## ***DIDICACE***

*Je dédier ce modeste travail :  
A ma chère mère que j'aime le plus du monde.  
A mon père qui est ma référence dans la vie.  
A mes deux frères "ZOUBIR et NADIR"  
A ma grande sœur "YASSINA"  
A mes deux petites sœurs "FAFA et NANOU"  
A toutes la famille HALOU  
A toutes la famille BENHADJ et BELHADJ  
A mes amis d'enfance  
A toutes la famille d'hydraulique  
A tous les personnes que je connais, et que je ne connais  
pas.*

**M/BENHADJ**

# **TABLE DE MATIERE**

## ***LISTE DES SYMBOLES***

## ***LISTE DES FIGURES***

## ***LISTE DES TABLEAUX***

## ***INTRODUCTION GENERALE***

### **Chapitre I : *Présentation de la région d'étude et le traitement cartographique***

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de la région d'étude.....	3
I.2.1. Accessibilité au site de la retenue.....	3
I.2.2. Caractéristique géologique régionale.....	3
I.2.3. Hydrogéologie de la région.....	4
I.2.4. Séismicité de la région.....	4
I.2.5. Géologie du bassin versant.....	5
I.2.6. Hydrogéologie de la cuvette.....	5
I.3. Traitement cartographique de la région.....	5
I.3.1. Description du bassin versant.....	6
I.3.1.1. Hydrographie du bassin versant .....	7
I.3.1.2. Altimétrie du bassin.....	7
I.3.1.3. Couverture végétale.....	8
I.3.2. Les caractéristiques morphométrique du bassin versant.....	9
I.3.2.1. Mesure de la surface du bassin versant.....	9
I.3.2.2. Mesure de la longueur du cours d'eau principale.....	9
I.3.2.3. Détermination du profil en long .....	9
I.3.2.4. Calcul de la pente moyen du cours d'eau .....	11
I.3.2.5. Courbe hypsométrique.....	12
I.3.2.6. Les altitudes caractéristiques .....	13
I.4. Conclusion.....	14

### **Chapitre II : *Collecte et analyse des données***

II.1. Introduction.....	15
-------------------------	----

II.2. Analyse des données météorologique .....	<b>15</b>
II.2.1. Les données pluviométriques.....	15
II.2.1.1. Les précipitations moyennes interannuelles.....	15
II.2.1.2. Evaporation moyenne interannuelle.....	16
II.2.2. Estimation de l'écoulement moyen interannuel.....	18
II.3. Analyse fréquentiel.....	<b>21</b>
II.3.1. Collecte et analyse des données.....	21
II.3.2. Construction de la courbe empirique des fréquences.....	21
II.3.3. Calcul des caractéristiques statistiques pour le bassin analogue.....	22
II.3.3.1. Moyenne arithmétique.....	22
II.3.3.2. Ecart type.....	23
II.3.3.3. Coefficient de variation et coefficient d'asymétrie.....	23
II.3.4. Choix de la fréquence adoptée.....	24
II.3.5. Volume d'écoulement d'une fréquence donnée.....	24
II.4. Conclusion.....	25

### **Chapitre III : *Calculs de la régularisation de l'écoulement de l'oued***

III.1. Introduction.....	<b>26</b>
III.2. Détermination des caractéristiques topographiques de la cuvette.....	<b>26</b>
III.2.1. Construction des courbes bathygraphiques.....	26
III.3. Le calcul de la régularisation.....	<b>29</b>
III.3.1. Le bilan hydrologique.....	29
III.3.2. Définir les paramètres du bilan hydrique.....	29
III.3.2.1. Volume initial.....	29
- Estimation du volume mort .....	29
III.3.2.2. Ecoulement.....	31
III.3.2.3. Perte par infiltration.....	31
III.3.2.4. Perte par évaporation.....	31
III.3.2.5. La demande en eau d'irrigation.....	31
- La restitution.....	32
III.4. Calcul de la régularisation saisonnière.....	<b>34</b>

III.4.1. Présentation du logiciel et les étapes du calcul.....	34
III.4.1.1. Fonction principales du G-W Basic.....	34
III.4.1. 2. L’algorithmique du logiciel .....	34
III.4.2. Exécution du programme.....	35
III.5. Conclusion.....	<b>39</b>

### **Chapitre IV: Estimation des débits maxima des crues et laminage des crues**

IV.1. Introduction.....	40
IV.2. Estimation du temps de concentration.....	40
IV.3. Pluie courte durée.....	42
IV.3.1. Caractéristiques pluviométriques.....	42
IV.3.2. Estimation des pluies de coutes durés.....	43
IV.3.3. Estimation de la lame écoulée.....	44
IV.3.3.1. Estimation du coefficient d’écoulement.....	44
IV.3.3.2. Calcule de de la lame écoulée et le volume de l’écoulement.....	45
IV.4. Projection de l’hydrogramme de crue.....	45
IV.4.1. Estimation de la durée du ruissellement.....	45
IV.4.2. Estimation du temps de base de la crue.....	46
IV.4.3. Estimation du débit maxima des crues pluviales.....	47
IV.4.4. Projection de l’hydrogramme de crue.....	52
IV.5. Laminage de l’hydrogramme de la crue.....	<b>54</b>
IV.5.1. Choix de la crue du projet.....	54
IV.5.2. Le choix de la largeur du déversoir.....	54
IV.5.2. Les caractéristiques de l’hydrogramme laminé.....	57
IV.5.2.1. Temps de base.....	57
IV.5.2.2. Temps de monté.....	57
IV.5.2.3. Temps de décrue.....	58
IV.5.2.4. Coefficient de forme de Bejaia.....	58
IV.6. Conclusion.....	<b>60</b>

### **Chapitre V : Conception de la digue**

V.1. Introduction .....	<b>61</b>
-------------------------	-----------

V.2. Critères du choix du site de la retenue .....	<b>61</b>
V.3. Choix du matériau de construction.....	<b>62</b>
V.4. Calcul des dimensions principales de la retenue collinaires .....	<b>62</b>
V.4.1. Hauteur de la retenue .....	62
V.4.1.2. Niveau des plus hautes eaux.....	62
V.4.1.3. La revanche.....	62
V.4.1.4. Tassement.....	64
V.4.2. Calcul de la largeur de la crête.....	64
V.4.3. Estimation de la longueur de la crête .....	64
V.4.4. Pente des talus amont et aval de la digue.....	65
V.4.5. Calcul de la largeur de la base de la retenue .....	65
V.5. Protection des talus.....	<b>66</b>
V.5.1. Protection de talus amont.....	66
V.5.2. Protection talus aval .....	68
V.6. Étude des infiltrations.....	<b>68</b>
V.6.1. Ligne de saturation.....	69
V.6.2. Calcul du Débit de fuite par infiltration .....	70
V.6.3. Disposition du drain .....	70
V.6.4. Disposition des filtres.....	71
V.6.5. Drain prisme.....	72
V.6.6. Vérification a la résistance aux infiltrations.....	72
V.7. Etude de la stabilité .....	<b>73</b>
V.7.1. Pression interstitielle sur le corps de la digue.....	73
V.7.2. Détermination du coefficient de sécurité.....	74
V.8. conclusion.....	<b>74</b>

## **Chapitre VI : *Ouvrage annexe***

VI.1. Introduction .....	<b>75</b>
VI.2. Evacuateur de crue .....	<b>75</b>
VI.2.1. Généralité sur les évacuateurs de crue.....	75
VI.2.2. canal d'entrée. ....	75
VI.2.2.1. Vitesse d'approche.....	75

VI.2.2.2. Hauteur du mur du canal.....	76
VI.2.2.3. Longueur du canal d'approche .....	76
VI.2.2.4. Pente du canal d'approche .....	76
VI.2.3. déversoir .....	77
VI.2.4. Chenal d'écoulement.....	78
VI.2.4.1. Calcul de la profondeur critique .....	79
VI.2.4.2. Calcul la profondeur normal .....	79
VI.2.5. Convergent .....	80
VI.2.5.1. Calcul de la largeur à la fin du convergent .....	80
VI.2.5.2. Longueur du convergent .....	81
VI.2.5.3. Niveau d'eau à la fin du convergent .....	81
VI.2.5.4. Longueur du saut hydraulique .....	81
VI.2.5.5. Vérification des conditions du calcul.....	81
VI.2.6. Coursier .....	82
VI.2.6.1. Pente critique .....	82
VI.2.6.2. La hauteur normale du coursier .....	82
VI.2.6.3. Nombre de Froude à la fin du coursier .....	82
VI.2.7. dissipateur d'énergie.....	84
VI.2.7.1. Choix du dissipateur d'énergie .....	84
VI.2.7.2. Dimensionnement du bassin de chute.....	84
VI.2.8. canal de sortie.....	85
VI.3. Prise d'eau.....	85
VI.3.1. généralité sur la prise d'eau .....	85
VI.3.2. Calcul du diamètre de la conduite .....	86
VI.3.3. La grille .....	87
VI.4. Vidange du fond.....	88
VI.5. Conclusion .....	89

## **CONCLUSION GENERALE**

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXES**

## *Liste des symboles*

- $A$  : Longueur mouillée du parement amont du barrage, en  $m$ .
- $A_{ss}$  : Apport solide spécifique, en  $t/km^2/An$ .
- $A_1$  : Volume de la restitution à 20% du volume fréquentiel 80%.
- $A_2$  : Volume de la restitution à 30% du volume fréquentiel 80%.
- $A_3$  : Volume de la restitution à 40% du volume fréquentiel 80%.
- $A_4$  : Volume de la restitution à 50% du volume fréquentiel 80%.
- $A_5$  : Volume de la restitution à 60% du volume fréquentiel 80%.
- $a$  : Coefficient climatique qui caractérise le ruissellement.
- $a'$  : Paramètre hydrologique dépend de la fréquence  $P$ .
- $B$  : Profondeur de la cuvette par rapport à la zone protégé du lit aval, en  $m$ .
- $B_b$  : Largeur de la base de la retenue collinaire, en  $m$ .
- $B_c$  : Largeur de la crête, en  $m$ .
- $b$  : Coefficient climatique.
- $b'$  : Paramètre hydrologique dépend de la fréquence  $P$ .
- $C$  : Coefficient de Chézy, avec  $C = \frac{R^{1/6}}{\eta_b}$
- $C_m$  : Coefficient climatique de l'écoulement cartographie.
- $C_{p\%}$  : Coefficient d'écoulement.
- $C_r$  : Coefficient de ruissellement pour les grandes crues.
- $C_v$  : Le coefficient de variation qui caractérise la pluviométrie.
- $C_{50\%}$  : Coefficient climatique moyen d'écoulement.
- $c$  : Coefficient dépend de la pente et du poids volumique des grains solides  $\gamma_s$  de la roche.
- $D_p$  : Diamètre moyen d'un block, en  $cm$ .
- $D_0$  : Déficit d'écoulement, en  $mm$ .
- $d_1$  : Dimension de calculer par la relation suivante  $d_1 = \frac{y_0}{2}$ , en  $m$ .
- $d_2$  : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont, en  $m$ .
- $d_3$  : Largeur en base diminue de  $0,7d_2$  et largeur du tapis  $l_t$ , en  $m$ .
- $E_0$  : Ecoulement moyenne interannuelle, en  $mm$ .
- $E_m$  : Ecoulement mensuelle, en  $mm$ .
- $E_{i+1}$  : L'écoulement d'eau pendant le mois, en  $m^3$ .
- $E_{p\%}$  : Lamé écoulée dans le bassin versant, en  $mm$ .
- $e$  : Épaisseur de la couche en enrochement, en  $m$ .
- $F$  : Longueur maximal de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent. On l'appelle "Fetch", en  $km$ .

$F(x)$  : Fréquence empirique de l'échantillon.

$F_{p\%}$  : Variable de Foster-Rebkine dépend du coefficient de variation et le coefficient d'asymétrie

$f$  : Coefficient de l'hydrogramme de crue.

$g$  : Accélération de la pesanteur,  $m/s^2$ .

$H_m$  : Hauteur total de mur du canal d'approche, en  $m$ .

$H_{max}$  : Altitude maximale sur le bassin versant, en  $m$ .

$H_{min}$  : Altitude minimale sur le bassin versant, en  $m$ .

$H_{moy}$  : Altitude moyenne sur le bassin versant, en  $m$ .

$H_R$  : Hauteur de la retenue collinaire, en  $m$ .

$H_v$  : Hauteur des vagues, en  $m$ .

$H'$  : La hauteur du triangle équivalent dont la superficie est égale à celle au-dessous de la courbe du profil en long, en  $m$ .

$h_i$  : Altitude moyen entre deux courbes de niveau, en  $m$ .

$h$  : Charge déversant, en  $m$ .

$h_{ca}$  : Hauteur déversant ajoutant la hauteur de la pelle, en  $m$ .

$h_c$  : Profondeur critique, en  $m$ ,

$h_d$  : Hauteur du drain, en  $m$ .

$h_n$  : Profondeur normal du chenal d'écoulement, en  $m$ .

$I$  : La pente moyenne du cours d'eau principale, en ‰.

$I_h = \frac{dy}{dx}$ , gradient hydraulique.

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible.

$i_0$  : Pente du canal d'approche.

$i_{ch}$  : La pente du chenal.

$j$  : Ordre de la variable aléatoire observé.

$K$  : Constante dépend des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin versant.

$K_G$  : Perméabilité du drain, correspond à la perméabilité du gravier  $K_G = 10^{-4} m/s$ .

$K_p$  : Perméabilité de matériaux de recharge, en  $m/s$ .

$k$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

$k_c$  : Coefficient dépend de la largeur du déversoir

$k_{min}$  : Coefficient minimal de la forme du l'hydrogramme de crue.

$k_{p\%}$  : Coefficient de la bonne hydraulicité où coefficient modulaire de Kotckeringe.

$k_1$  : Coefficient tient compte du passage de la forme rectangulaire à la forme réel du bassin versant.

$k_2$  : Coefficient tient compte du passage de la forme rectangulaire à la forme réel du bassin versant.

$k'$  : Coefficient dépend de la période de retour.

$L$  : Paramètre dépend de la température moyenne interannuelle.

$L_l$  : Longueur du convergent, en  $m$ .  
 $L_c$  : Longueur de la conduite de prise d'eau, en  $m$ .  
 $L_{saut}$  : Longueur du saut hydraulique, en  $m$ .  
 $l_c$  : Largeur du fond du canal d'approche, en  $m$ .  
 $l_{c,e}$  : La longueur du cours d'eau principale, en  $km$ .  
 $l_r$  : Largeur du déversoir, en  $m$ .  
 $l_d$  : Largeur du tapis drainant, en  $m$ .  
 $l_i$  : Largeur a la sortie du convergent, en  $m$ .  
 $m$  : Exposant climatique.ch2  
 $m_b$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.  
 $m'_b$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue laminé de Bejaia.  
 $m_1$  : Pente du talus amont = 3.  
 $m_2$  : Pente du talus aval = 2,5.  
 $N^o$  : Nombre d'année d'observation.  
 $N$  : Période de retour par ans.  
 $n$  : Exposant climatique de l'écoulement.  
 $P$  : Poids unitaire de l'enrochement, en *tonne*.  
 $P$  : Pelle du canal d'approche, en  $m$ .  
 $P_{\%}$  : Fréquence d'une période de retour.  
 $P_{ev,i+1}$  : Quantité d'eau évaporée pendant le mois  $i+1$ , en  $m^3$ .  
 $P_{fil,i+1}$  : Volume de l'eau filtré pendant le mois  $i+1$ , en  $m^3$ .  
 $P_{j,p\%}$  : lame de pluie journalière maximale d'une fréquence  $P_{\%}$ , en  $mm$ .  
 $P_{max,j}$  : lame de pluie journalière d'une fréquence  $P_{\%}$ , en  $mm$ .  
 $P_{t_c,p\%}$  : lame d'une pluie de courte durée, en  $mm$ .  
 $P_0$  : Pluie moyenne interannuelle, en  $mm$ .  
 $P_0'$  : Pertes initiales du ruissellement.  
 $P^*$  : Hauteurs parements des eaux en aval, en  $m$ .  
 $Q$  : Débit de laminage, en  $m^3/s$ .  
 $Q_{projet}$  : Débit du projet ou débit laminé  
 $Q_{m,j,p\%}$  : Débit moyen journalier, en  $m^3/s$ .  
 $Q_{p\%}$  : Le débit maximal de l'hydrogramme de crue en  $m^3/s$ .  
 $Q(t)$  : Le débit courant en  $m^3/s$ .  
 $Q_i$  : Débit observé durant l'année  $i$ .  
 $q_F$  : Débit de fuite par infiltration, en  $m^2/s/ml$ .  
 $q_i$  : Débit spécifique à une itération  $i$ .  
 $q_T$  : Débit caractéristique résidu.

$R$  : Revanche où la réserve de sécurité, en  $m$ .  
 $R_{s,i+1}$  : Restitution, pendant le mois  $i+1$ , en  $m^3$ .  
 $R_H$  : Rayon hydraulique.  
 $r$  : Coefficient de réduction de l'ordonnée maximale du ruissellement à l'ordonnée maximale de l'écoulement.  
 $r_l$  : Degré de laminage.  
 $S$  : La superficie du bassin versant, en  $km^2$ .  
 $S_{ca}$  : Section du canal, où  $S_{ca} = h_{ca} I_c$   
 $S_i$  : Surface partielle entre deux courbes de niveau, en  $km^2$ .  
 $T$  : Temps de base de la crue, en  $h$ .  
 $T_0$  : Durée de ruissellement, en  $h$ .  
 $T_0$  : Température moyenne interannuelle, en  $^{\circ}C$ .  
 $T'$  : Temps de base de l'hydrogramme laminé en  $h$ .  
 $t$  : Le temps courant en  $h$ .  
 $t_c$  : Le temps de concentration, en  $h$ .  
 $t_d$  : Temps de décrue dans l'hydrogramme de crue, en  $h$ .  
 $t'_d$  : Temps de décrue de hydrogramme laminé en  $h$ .  
 $t_m$  : Temps de monté dans l'hydrogramme de crue, en  $h$ .  
 $t'_m$  : Temps de monté de l'hydrogramme laminé en  $h$ .  
 $t_s$  : Tassement, en  $m$ .  
 $U_{p\%}$  : Constante de Gauss qui correspond à une fréquence donnée.  
 $V_a$  : vitesse d'approche dans le canal, en  $m/s$ .  
 $V$  : Vitesse à la fin du coursier, en  $m/s$ .  
 $V_{cr}$  : Volume de la crue, en  $m^3$ .  
 $V_i$  : Volume de l'eau au début du mois, en  $m^3$ .  
 $V_{i+1}$  : Volume de l'eau à la fin du mois, en  $m^3$ .  
 $V_l$  : Volume laminée, en  $m^3$ .  
 $V_m$  : Volume mort, en  $m^3$ .  
 $V_{p\%}$  : Volume d'écoulement à la fréquence de 80%, en  $m^3$ .  
 $V_V$  : Vitesse des vagues, en  $m/s$ .  
 $v_c$  : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en  $km/h$ .  
 $X$  : Longitude, en degré.  
 $Y$  : Latitude, en degré.  
 $y_1$  : Niveau d'eau au début du convergent, en  $m$ .  
 $Z_0$  : Cote à l'exutoire où en dessous de la digue, en  $m$ .  
 $Z$  : Altitude, en  $m$ .  
 $\alpha_{t_c.p\%}$  : Le coefficient d'écoulement.

$\beta$  : Coefficient de réduction de débit.  
 $\gamma$  : Coefficient qui correspond au rapport entre le temps de décrue et le temps de montée de l'hydrogramme de crue.  
 $\gamma_s$  : Poids volumique de l'enrochement, en  $t/m^3$ .  
 $\delta$  : Ecart type l'échantillon.  
 $\varepsilon$  : Paramètre dépend de la superficie du bassin versant.  
 $\eta_b$  : Rugosité du béton lisse avec  $\eta_b = 0,014$   
 $\eta_c$  : Coefficient de Manning d'une conduite en acier,  $\eta_c = 0,018$   
 $\eta_{gr}$  : Coefficient de Manning pour le gravier  
 $\theta$  : Angle vifs de des parois du convergent avec l'horizontale.  
 $\kappa$  : Coefficient dépend du type de convergent.  
 $\mu_d$  : Coefficient du débit.  
 $\tau$  : Taux de laminage.  
 $\varphi$  : Coefficient de la lame active de l'écoulement.  
 $\omega$  : Poids spécifique de la vase, en  $t/m^3$ .  
 $\mathbb{F}_r$  : Nombre de Froude.  
 $\Delta H$  : Perte de charge dans le corps de la digue, en  $m$ .  
 $\Delta L$  : Longueur en base de la digue, en  $m$ .  
 $d_y$  : Hauteur d'eau en amont de la retenue.  
 $d_x$  : Longueur moyenne de la ligne de saturation, il correspond à  $d_3$   
 $\Delta h_i$  : Equidistance, en  $m$ .  
 $\Delta V_i$  : Volume partielle entre deux courbes de niveau, en  $m^3$ .  
 $\bar{Q}$  : Débit moyenne arithmétique de l'échantillon.

### ***Liste des abréviations***

$NNR$  : Niveau normal de la retenue collinaire, en  $m$ .  
 $NPHE$  : Niveau des plus hautes eaux, en  $m$ .  
 $PMH$  : Périmètre Moyen Hydraulique  
 $GPI$  : Grand Périmètre d'Irrigation

## **LISTE DES FIGURES**

<i>Figure (I-1) : Accessibilité au site de la retenue collinaire .....</i>	3
<i>Figure (I-2) : La géologie du bassin versant .....</i>	5
<i>Figure (I-3) : Plan de situation géographique du bassin versant. ....</i>	7
<i>Figure (I-4) : Altimétrie du bassin versant. ....</i>	8
<i>Figure (I-5) : Occupation par la couverture végétale. ....</i>	9
<i>Figure (I-6) : Représentation du profil en long du talweg principal .....</i>	10
<i>Figure (I-7) : Courbe des surfaces élémentaires cumulées en fonction des altitudes. ....</i>	12
<i>Figure (I-8) : Courbe hypsométrique du bassin versant.....</i>	13
<i>Figure (II-1) : La pluie moyenne interannuelle tirée de la carte de l'A.N.R.H .....</i>	15
<i>Figure (II-2) : Histogramme des pluies mensuelles.....</i>	16
<i>Figure (II-3) : Répartition mensuelle de températures moyennes de la région. ....</i>	17
<i>Figure (II-4) : Représentation de la période sèche de l'année. ....</i>	17
<i>Figure (II-5) : ETP moyenne interannuelle tiré de la carte de l'A.N.R.H .....</i>	18
<i>Figure (II-6) : Courbe des fréquences empiriques.....</i>	22
<i>Figure(III-1) : Dépendance <math>H=f(S)</math>.....</i>	27
<i>Figure (III-2) : Dépendance <math>H=f(V)</math>.....</i>	28
<i>Figure (III-3) : Dépendance <math>S=f(V)</math>.....</i>	28
<i>Figure (III-4) : Représentation du volume mort .....</i>	31
<i>Figure (III-5) : Présentation du logiciel G-W Basic .....</i>	34
<i>Figure (III-6) : Relation entre la restitution et les rejets .....</i>	38
<i>Figure (IV-1) : Hydrogramme de la crue d'une fréquence <math>P=1\%</math> .....</i>	53
<i>Figure (IV-2) : Hydrogramme de la crue d'une fréquence <math>P=2\%</math> .....</i>	54
<i>Figure (IV-3) : La hauteur au-dessus de la digue en fonction du volume du plan d'eau .....</i>	56
<i>Figure (IV-4) : Représentation du niveau d'eau en fonction de sa largeur.....</i>	57
<i>Figure (IV-5) : Hydrogramme laminé à la fréquence <math>P=1\%</math> .....</i>	59
<i>Figure (IV-6) : Hydrogramme laminé à la fréquence <math>P=2\%</math> .....</i>	59
<i>Figure (V-1) : Longueur en crête de la digue. ....</i>	65
<i>Figure (V-2) : Disposition de l'enrochement sur la digue.....</i>	68
<i>Figure (V-3) : Disposition du drain et du filtre .....</i>	72
<i>Figure (V-4) : Disposition du prisme .....</i>	72

<i>Figure (V-5) : Représente les pressions interstitielles dans la digue.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure (V-6) : Présentation du cercle critique.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure (VI-1): Profil générale du canal d'approche .....</i>	<i>77</i>
<i>Figure (VI-2) : Les dimensions du déversoir de Creager .....</i>	<i>77</i>
<i>Figure (VI-3) : Profil du déversoir .....</i>	<i>78</i>
<i>Figure (VI-4) : Profil du canal (chenal d'écoulement, convergent et coursier).....</i>	<i>83</i>
<i>Figure (VI-5) : profil général du dissipateur d'énergie (bassin de chute) .....</i>	<i>85</i>

### *Liste des Tableaux*

Tableau (I-1) : Les caractéristiques du bassin versant. ....	6
Tableau (I-2) : Les caractéristiques hydrographiques du cours d'eau principale.....	6
Tableau (I-3) : Représentation des altitudes et les distances partielle cumulé.....	10
Tableau (I-4) : Représentation les résultats du calcul de $\Delta S_i$ .....	11
Tableau (I-5): Représentation des surfaces élémentaires en fonction des altitudes.....	12
Tableau (I-6) : Représentation les résultats de calcul de l'altitude moyenne.....	14
Tableau (II-1) : Les stations pluviométrique disponible .....	15
Tableau (II-2) : Répartition mensuelle des précipitations en %.....	16
Tableau (II-3) : Répartition mensuelle des pluies. ....	16
Tableau (II-4) : Répartition des températures mensuelles de la région.....	16
Tableau (II-5) : Répartition mensuelle de l'évaporation. ....	18
Tableau (II-6) : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration .....	18
Tableau (II-7) : Récapitulation des résultats obtenus par les formules empiriques. ....	21
Tableau (II-8) : Résultats du calcul de la moyenne arithmétique de la série. ....	22
Tableau (II-9) : La moyenne des écoulements mensuelle sur le bassin versant.....	23
Tableau (II-10) : Résultat du calcul de l'écart type $\delta$ . ....	23
Tableau (II-11) : Les résultats obtenus par le logiciel STOKSTAT .....	24
Tableau (II-12): Les résultats finals du calcul du volume mensuel et annuel.....	25
Tableau (III-1) : Donnée topographique du site.....	27
Tableau (III-2) : Répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation, en%.....	31
Tableau (III-3) : Répartition mensuelle de la restitution et la variation de cette demande .....	33
Tableau (III-4) : Volumes théorique proposé pour le calcul de la régularisation .....	35
Tableau (III-5) : $A_1 = 0,2V_{80\%}$ .....	36
Tableau (III-6) : $A_2 = 0,3V_{80\%}$ .....	36
Tableau (III-7): $A_3 = 0,4V_{80\%}$ .....	37
Tableau (III-8): $A_4 = 0,5V_{80\%}$ .....	37
Tableau (III-9): $A_5 = 0,6V_{80\%}$ .....	38
Tableau (III-10) : La somme des rejets et restitution .....	38
Tableau (IV-1) : Temps de concentration estimée par des différentes formules. ....	41

Tableau (IV-2) : Résultats de calcul du temps de concentration par la formule de Ladjel. ....	42
Tableau (IV-3) : Caractéristiques pluviométrique de la région d'étude.....	43
Tableau (IV-4) : Calcul de la pluie courte durée à une fréquence P%. ....	43
Tableau (IV-5) : Caractéristique de l'écoulement de la région. ....	44
tableau (IV-6) : Représentation des résultats coefficient d'écoulement. ....	45
Tableau (IV-7) : Résume les résultats de calcul du volume d'eau écoulée. ....	45
Tableau (IV-8) : Résultats de calcul du temps de ruissellement. ....	46
Tableau (IV-9) : Récapitulation du calcul de temps de base de la crue. ....	47
Tableau (IV-10) : Les résultats de calcul du débit maxima de la crue. ....	51
Tableau (IV-11) : Largeurs du déversoir proposé pour le choix. ....	56
Tableau (IV-12): Résultats de calcul les caractéristique de l'hydrogramme laminé ....	58
Tableau (V-1) : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules ....	63
Tableau (V-2) : Récapitulation des résultats obtenus sur la hauteur de la retenue collinaire ....	64
Tableau (V-3) : Résultat de calcul de la largeur de la crête par les différentes formules. ....	64
Tableau (V-4) : détermination des pentes des talus ....	65
Tableau (V-5) : Epaisseur de l'enrochement et D <sub>50</sub> minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues. ....	67
Tableau (V-6) : Détermination de l'épaisseur de l'enrochement du talus en amont.....	67
Tableau (V-7) : Caractéristique de la couche de l'enrochement.....	68
Tableau (V-8) : Variation de $y$ en fonction de $x$ pour les deux cas.....	70
Tableau (V-9) : Résultats de calcul de débit de fuite. ....	70
Tableau (V-10) : Gradient hydraulique admissible.....	73
Tableau (V-11) : Coefficient de sécurité admissible.....	74
Tableau (VI-1) : Coefficient $k_c$ en fonction de la largeur du déversoir. ....	76
Tableau (VI-2) : les coordonnées de profil du déversoir ....	78

### INTRODUCTION GENERALE

L'accès durable aux ressources en eau est une préoccupation majeure qui concerne le monde particulièrement les pays du bassin méditerranéen. Le changement climatique et la croissance urbaine attendue dans la région risquent d'aggraver la situation du manque hydrique qui frappe la plus part des pays de la méditerranée. Le territoire algérien est divisé en deux grandes parties. La partie nord est caractérisée par son climat méditerranéen, car, elle dispose des ressources en eau renouvelable (les eaux de surface et les eaux souterraines). La deuxième partie qui représente 87 % est un désert où les précipitations sont quasi nulles, Mais, elle dispose d'importantes ressources souterraines très profondes. Les 90% des eaux de surface sont situées sur un territoire de 13 %. L'utilisation de ces eaux est très divers ; comme l'alimentation en potable et l'irrigation. L'Algérie du nord a une capacité de mobilisation de 12 milliards de m<sup>3</sup>/an par des barrages et des retenues collinaires, [24].

Dans notre pays, il existe 215 000 ha de superficie grands périmètre irriguée (GPI) dont, 150 000 ha sont estimés irrigables par les eaux, mobilisés par des grands barrages. Les superficies irriguées en petit et moyenne hydraulique (PMH) sont évaluées en 2007, près de 907 000 ha qui sont mobilisés par des forages, des puits, sources et des retenues collinaires. Aussi sur 900 retenues collinaires, la plus part ont été réalisées dans le cadre de PMH, mais ces investissements ont malheureusement souvent été mal réalisés sur la base des études sommaires, ce qui a fait perdre 50 % de ces petits ouvrages. Ceci est dû à la négligence et le mauvais maintien de ces ouvrages, [27].

L'Algérie du Nord, est constituée de 5 principaux grands bassins hydrographiques caractérisés par une topographie montagneuse, avec une couverture végétale moyennement intense et une lithologie tendre et fragile, [24]. Le climat est caractérisé par une pluviométrie mal répartie et des pluies rares et inattendues souvent agressives (comme les précipitations orageuses dans la wilaya de Sétif commune d'Ain Oulmene 22 août 2015 ce qui a engendré une inondation). Mais, en contre événement, la sécheresse intense observée durant les 30 dernières années qui se caractérise par un déficit de 30 % des précipitations, où le cas le plus rare qui est induit durant l'année 2001 - 2002 d'un déficit de 50 %, celui-ci avait un impact négatif sur l'écoulement des cours d'eau. L'érosion hydrique qui est à l'origine la dégradation des sols et au recule de la superficie agricole. Ceci oblige, la prise en charge à ce problème, par la mobilisation optimale des ressources en eau superficielle par des barrages et des retenues collinaires. Pour Stocker les excès en eaux de surface pendant la saison pluvieuse et couvrir le déficit durant la période sèche. Il est très important de bien entretenir les barrages et surtout les retenues collinaires qui sont excessivement négligées. Le bon dimensionnement des retenues collinaires dépend de plusieurs facteurs ; la topographie du bassin versant, sa géologie, son climat, etc....

La présente étude a pour objectif l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire à Tidekanine commune d'El-kseur wilaya de Bejaia, qui se situe dans le bassin versant de la Soummam. Celle-là va s'accroître sur les points suivants :

## INTRODUCTION GENERALE

Premier chapitre : a pour objet la présentation sommaire de la région, sa géologie régionale et sa sismicité. A l'aide du logiciel *Mapinfo*, un traitement cartographique approprié pourrait déterminer tous les caractéristiques morphologique et morphométrique du bassin versant.

Deuxième chapitre : Collecte et analyse des données hydro-climatique et faire une analyse fréquentiel pour déterminer le volume annuel d'eau générer.

Troisième chapitre : Calcul de régularisation saisonnière de l'écoulement de l'oued et déterminer le niveau normale de la retenue collinaire.

Quatrième chapitre : Estimer le débit maxima des crues pour les différents périodes de retour, et réaliser l'hydrogramme de crue correspondant. Estimer le débit de crue laminé à évacuer par le déversoir et ressortir l'hydrogramme de laminage de crue.

Cinquième chapitre : Faire une conception générale de la digue et calculer ces déférents paramétrés et vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Sixième chapitre : Dimensionnement des différents ouvrages annexes de la retenue collinaire, tel que, l'évacuateur de crue, prise d'eau et vidange du fond.

*CHAPITRE I*

**PRÉSENTATION DE LA RÉGION D'ÉTUDE ET LE  
TRAITEMENT CARTOGRAPHIQUE**

## I.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présentera la région d'étude où se situe l'emplacement de la retenue collinaire. La délimitation géographique du bassin versant est faite à l'aide du logiciel *Mapinfo*. L'objectif du traitement cartographique de la région d'étude est de déterminer les paramètres caractérisant le bassin versant : la végétation, l'altimétrie, le réseau hydrographique, la surface, la longueur du cours d'eau principale, le profil en long et l'hypsométrie caractérisent. Egalement, on traitera la géologie de la région d'implantation du site de la retenue.

## I.2. Présentation de la région d'étude

### I.2.1. Accessibilité au site de la retenue

Le projet de réalisation de la retenue collinaire est programmé dans la région de Tidekanine, distante de 1 Km de la route nationale N 12 et de 20 km du nord-ouest de la ville de Bejaia.

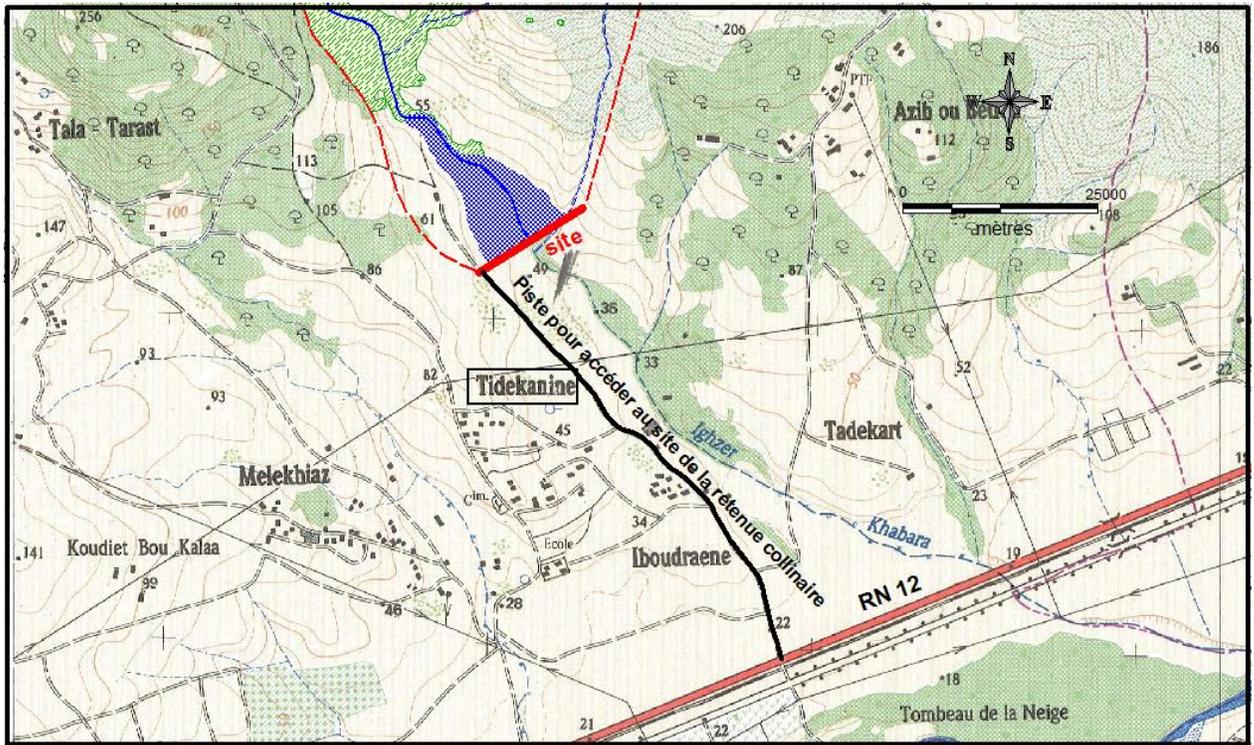


Figure (I-1) : Accessibilité au site de la retenue collinaire

### I.2.2. Caractéristique géologique régionale

La région est caractérisée par les formations géologiques suivantes de la plus récente à la plus ancienne selon l'échelle des ères géologique, [36].

- Dépôts récents : Alluvions actuelle déposées dans le lit d'oued, il s'agit de formation delto-lagunaire et de terrasses alluvionnaires constitués de galets, de graviers, de sable d'argile.

- Alluvions anciens correspondant à des formations de pentes
- Quaternaires indéterminés : il s'agit de formations variées qui se développent sur les niveaux antérieures.
- Miocène : Conglomérats hétérogènes
- Roches volcaniques : intra stratifiées dans les sédiments de miocène, ces formations volcaniques avec la particularité spécifique au bord gauche de la Soummam sur la route Alger Bejaia
- Numidien (grès et argiles à faciès nummulitique) : formations détritiques essentiellement constituées des grès, de schiste et d'argile. (voir annexe I)

### I.2.3. Hydrogéologie de la région

La région d'étude de la retenue collinaire de la commune d'El-kseur contient une domination marneuse, ceci nous permet de dire que les pertes d'eaux par infiltration à travers la cuvette est assez faible et l'imperméabilité des marnes entraînent une récupération des eaux de la surface des bassins versant. L'abondance de formation marneuse et argileuse, constituent un tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau. Se sont donc des formations imperméables. Il existe des pertes d'eau de précipitation par infiltration à travers les affleurements de terrains perméable sont peu importantes dans la région. Cette hypothèse est confirmée par la présence d'un milieu aquifère de faible importance dans cette région, [36].

### I.2.4. Séismicité de la région

Pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telles sortes qu'elle fournisse un degré de protection tolérable, en rependant aux règles parasismiques Algériennes, [36].

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et a ces caractéristiques tectonique a la frontière des plaques africaines est eurasiennes, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.88(règles parasismiques algériennes) en considération de deux types de secousses possible (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usages et des ouvrages qui sont classées de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissantes qu'il présente.

La région d'étude est situé dans la zone « 1 » (zone caractérisé par une faible intensité sismique d'après R.P.A, correspondant à une intensité égale à VI selon l'échelle de MERCALI)  $5\% = 0,05$ .

### I.2.5. Géologie du bassin versant

La géologie du bassin versant comporte des alluvions, au tant que le cours d'eau transporte des sols comme des sables, de la vase d'argile, des galets, du limon et du gravier, et qui se dépose sur le lit du cours d'eau ou s'accumule au point de rupture de pente. Les miocènes inférieurs marins et des oligocènes marins sont présents sur le bassin versant, ces sols sont datés de l'époque très lointaine. La figure suivante montre les déférentes géologies du bassin versant.



Figure (I-2) : La géologie du bassin versant

### I.2.6. Hydrogéologie de la cuvette

D'après des informations acquise par la direction des ressources en eau de Bejaia qu'une retenue collinaire appelée Bethlou est installé à 2 km de la région d'étude et que l'hydrogéologie de la cuvette est comparable à celle de la région d'étude. Donc, on recommande de considérer que les caractéristiques de cette dernière sont les même que celle du site d'étude.

*Perméabilité:* Des argiles marneuses d'une perméabilité comprise entre  $(6,36 \text{ à } 1,003)10^{-9}$ , sont pratiquement imperméable, [36].

*L'étanchéité :* est pratiquement garantie par les argiles marneuses, qui jouent le rôle d'un bon tapis d'étanchéité, [36].

## I.3. Traitement cartographique de la région

Le site de la retenue collinaire et le bassin versant sont situés à l'amont du village Tidekanine, commune El-kseur, wilaya de Bejaia, ils sont identifiés sur la carte topographique de Sidi Aich, la feuille NJ-31-V-42 Est et Ouest, à l'échelle de 1/25000, dont la projection U.T.M. Dresse et publier par l'institut National de la Cartographie.

Tableau (I-1) : Les caractéristiques du bassin versant.

Carte	SIDI AICH NG – 31 – V – 42 ouest
Echelle	1/25000
Déclinaison magnétique	Centre de la feuille et au 1 <sup>er</sup> janvier 1987
Superficie	10.1 km <sup>2</sup>
Périmètre	13,5 km
Coordonnée du centre du bassin versant	X=4,869404°
	Y=36,713862°
Altitude max	653 m
Altitude min	42 m

Tableau (I-2) : Les caractéristiques hydrographiques du cours d'eau principale.

Cours d'eau principale		Ighzer N'tang haouth
Nature		Oued temporaire
Longueur		6.37 km
Coordonnée de l'exutoire	Longitude (X2)	4,892979 degrés
	Latitude (Y2)	36,689982 degrés
Altitude caractéristique du cours d'eau	maximal	595 m
	Minimal	42 m
	Moyenne	240 m
Dénivelle ( $D = Alt_{max} - Alt_{min}$ )		553 m
Pente brute ( $P_b = Alt_{max} - Alt_{min} / L$ )		86,8 ‰

Le traitement cartographique nous a permis de définir la situation hydrographique du bassin et ces principales caractéristiques morphométrique.

### I.3.1. Description du bassin versant

Les coordonnées géographique du l'exutoire sont :

$$X = 4,892979^\circ$$

$$Y = 36,689982^\circ$$

$$Z = 42\text{ m}$$

Le bassin versant est délimité par une ligne conventionnelle des partages des eaux dans la carte de *Sidi Aich* feuille NG-31-V-42 à l'échelle 1/25000. En obtient le schéma du bassin versant sur la Figure (I-3).

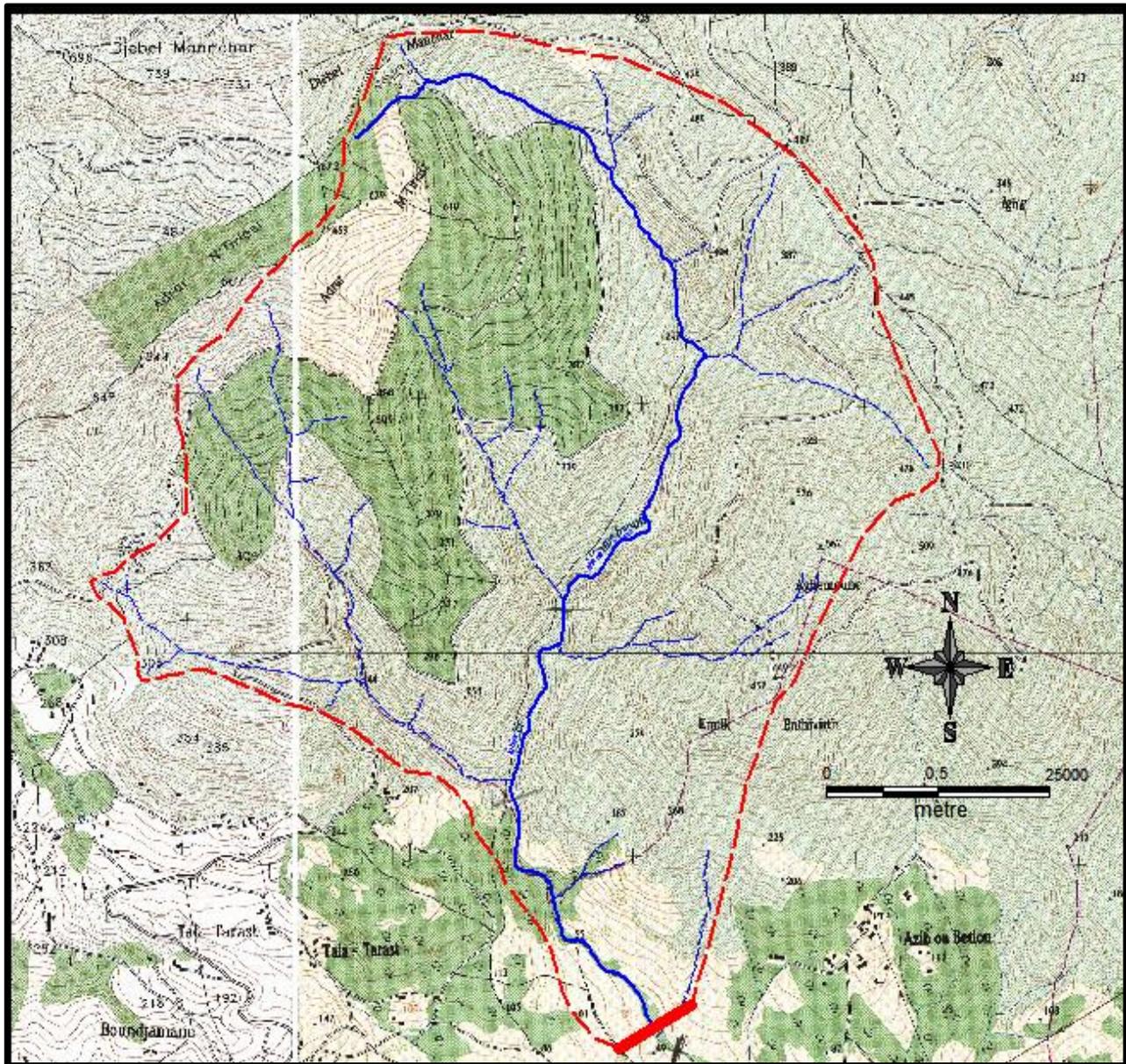


Figure (I-3) : Plan de situation géographique et hydrographique du bassin versant.

#### ***1.3.1.1. Hydrographie du bassin versant***

L'hydrographie du bassin versant est présentée sur la figure (I-3) montre l'existence de plusieurs affluents, qui alimentent le court d'eau principale, dont le régime d'écoulement est temporaire. Connaissant le nombre d'affluent, on définit l'ordre hydrologique du court d'eau principale qui est de l'ordre 4.

#### ***1.3.1.2. Altimétrie du bassin***

La figure (I-4) montre que les courbes de niveau sont assez rapprocher ce qui confirme que le relief est montagneux, sur la totalité du bassin. La dénivelée brute est égale à 553 m.

$$H_{\max} - H_{\min} = 553 \text{ m.}$$

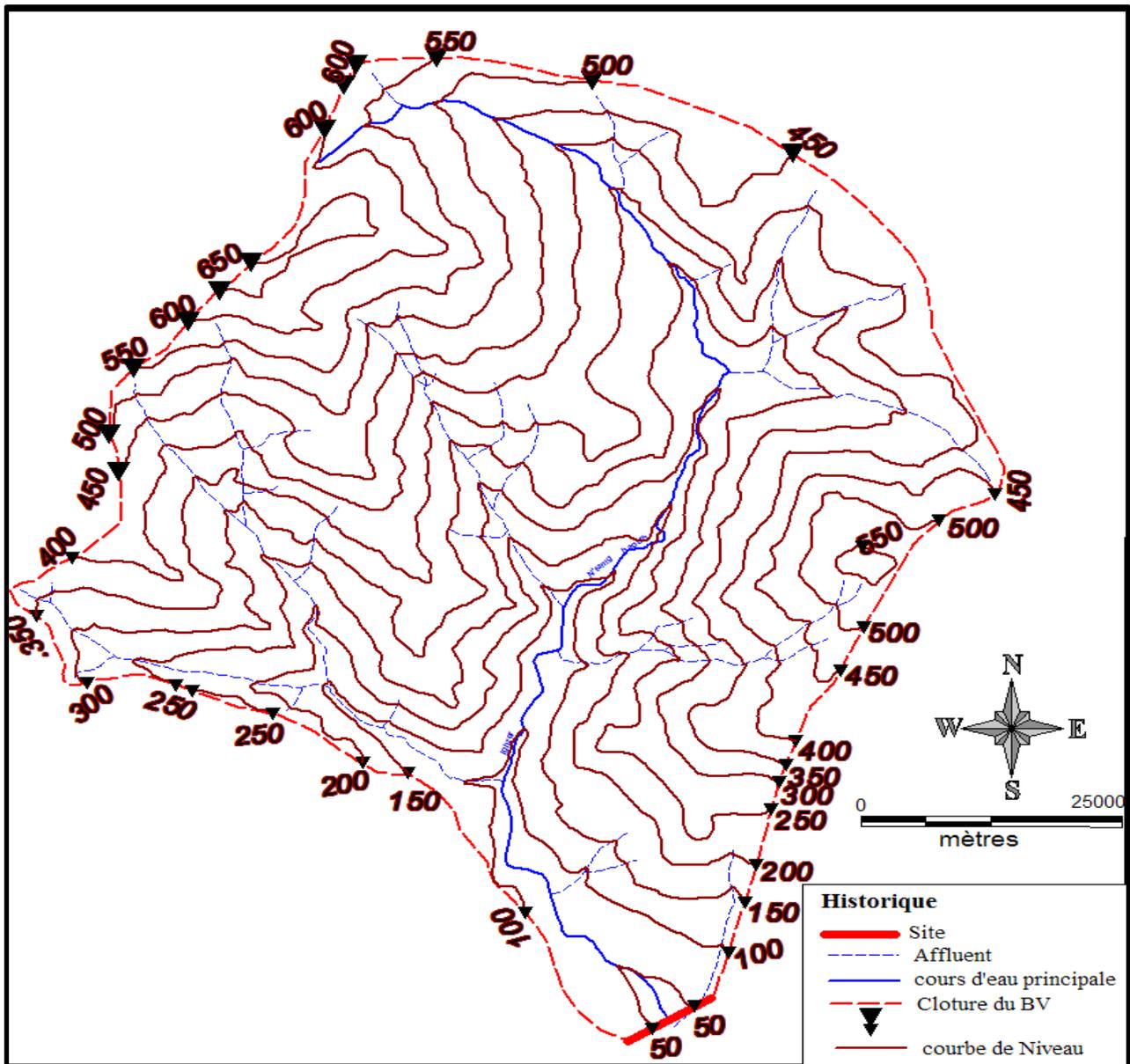


Figure (I-4) : Altimétrie du bassin versant.

### I.3.1.3. Couverture végétale

La couverture végétale dans le bassin est importante, elle recouvre presque les 25% de la superficie du bassin versant. Elle représente en grande partie des forêts et des arbres isolés. Les espaces agricoles sont plus abondants, sur le bassin versant au tant qu'on ne trouve pas des habitations dans la région.

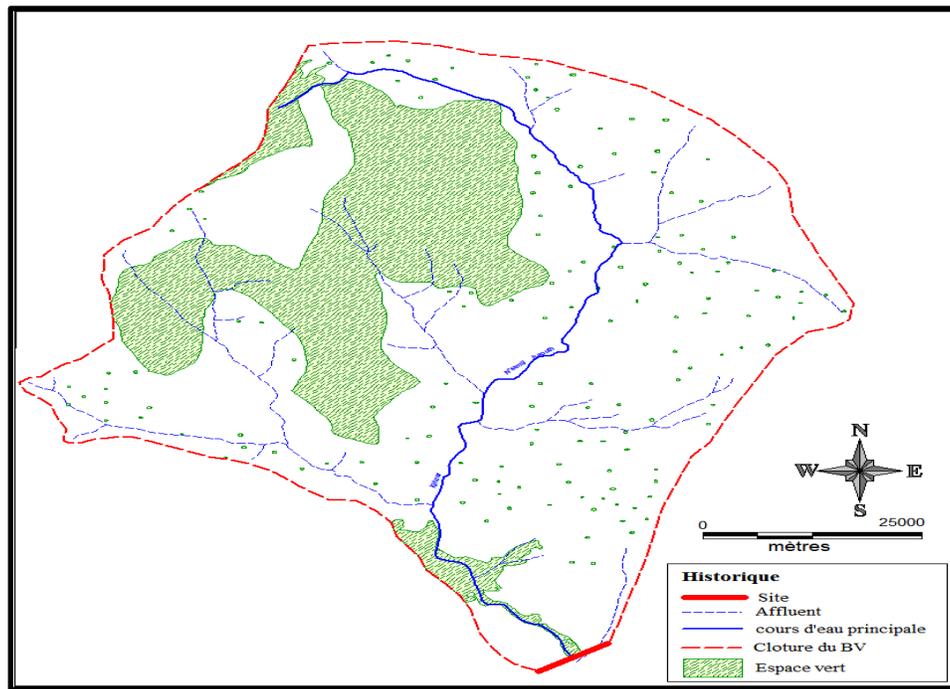


Figure (I-5): Occupation par la couverture végétale.

### I.3.2. Les caractéristiques morphométrique du bassin versant

#### I.3.2.1. Mesure de la surface du bassin versant

La délimitation du bassin est faite avec une planimétrie numérique. Etant donné que le traitement de la carte est fait par le logiciel *Mapinfo* Version 8.0. On peut obtenir toutes les caractéristiques du bassin, et on détermine que la superficie égale à  $S = 10.1 \text{ km}^2$ .

#### I.3.2.2. Mesure de la longueur du cours d'eau principale

La longueur du cours d'eau principale est mesurée par curvimétrie numérique, c'est à dire le logiciel *Mapinfo*, cette longueur est égale à  $l_{c,e} = 6,37 \text{ km}$

#### I.3.2.3. Détermination du profil en long

Le traitement altimétrique a permis de tracer le profil en long du cours d'eau principale, comme le montre le tableau des altitudes et les longueurs partielles cumulées entre les courbes de niveau.

Tableau (I-3) : Représentation des altitudes et les distances partielle cumulé.

Altitude (m)	Distance partielle (m)	Distance partielle cumulé (m)
595	-	-
550	249	249
500	337,3	586,3
450	246,6	832,9
400	263,9	1096,8
350	332,7	1429,5
300	429,7	1859,2
250	713,6	2572,8
200	630,1	3202,9
150	470,6	3673,5
100	946	4619,5
50	1406	6025,5
42	342,7	6368,2

On constate que l'altitude maximale du cours d'eau est de 595 m, et l'altitude minimale est de 42 m. La somme des distances partielles entre deux courbes de niveau égale à 6,37 km.

La figure (I-6) représentation du profil en long du cours d'eau principal et la variation de la pente longitudinale.

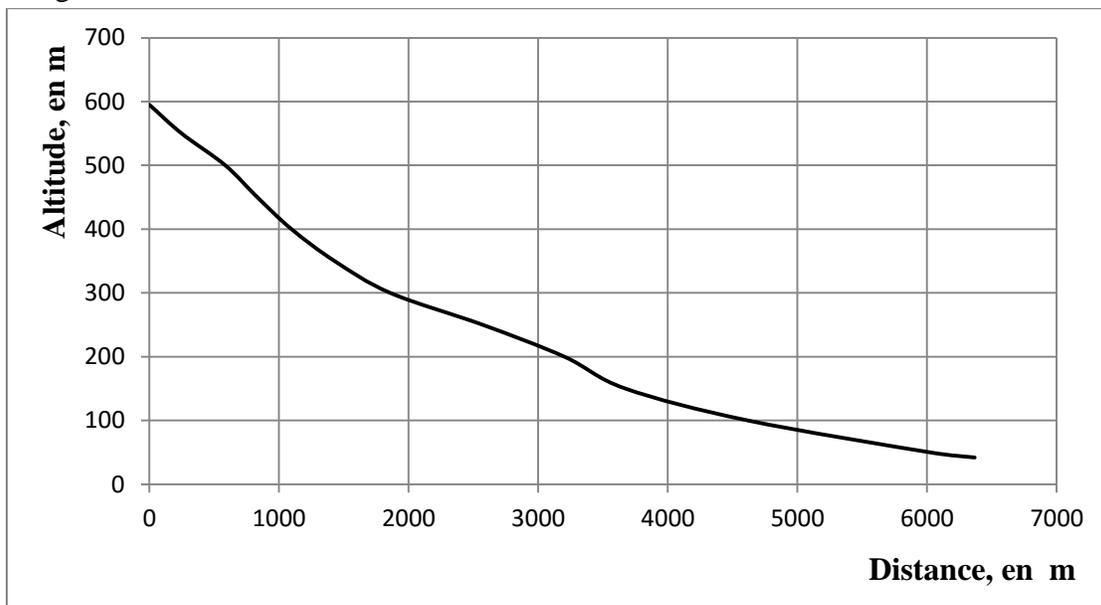


Figure (I-6) : Représentation du profil en long du cours d'eau principal

**I.3.2.4. Calcul de la pente moyen du cours d'eau**

On calcul la pente moyen du cours d'eau par la relation suivante, [34]:

$$I = \frac{H'}{l_{c.e}} \dots\dots\dots [I-1]$$

avec :

$$H' = \frac{2 \sum \Delta S_i}{l_{c.e}} \dots\dots\dots [I-2]$$

où :

*I* : La pente moyenne du cours d'eau principale, en ‰.

*H'* : La hauteur du triangle équivalent dont la superficie est égale à celle au-dessous de la courbe du profil en long, en *m*.

*l<sub>c.e</sub>* : La longueur du cours d'eau principale, en *m*.

L'analyse du tableau (I-4) permet d'obtenir les paramètres pour applique la formule (I-2) et calculer *H'*, ensuite, on déduit la valeur de la pente moyenne à partir de la formule (I-1). Dans notre cas de la pente moyenne est égale à *I=60,0 ‰*.

*Le tableau (I-4) : Représentation les résultats de calcul de ΔS<sub>i</sub>.*

<i>N<sup>o</sup></i>	<i>Alt</i> , en m	distance partielle, en m	<i>Alt</i> – <i>H<sub>min</sub></i>	<i>H'</i> moyenne	Δ <i>S<sub>i</sub></i>
1	595	0	553		
2	550	249	508	530,5	132094,5
3	500	337,3	458	483	162915,9
4	450	246,6	408	433	106777,8
5	400	263,9	358	383	101073,7
6	350	332,7	308	333	110789,1
7	300	429,7	258	283	121605,1
8	250	713,6	208	233	166268,8
9	200	630,1	158	183	115308,3
10	150	470,6	108	133	62589,8
11	100	946	58	83	78518
12	50	1406	8	33	46398
13	42	342,7	0	4	1370,8
Somme					1205709,8

**I.3.2.5. Courbe hypsométrique**

La courbe hypsométrique représente la variation des superficies partielles avec l'altitude.

Tableau (I-5): Représentation des surfaces élémentaires en fonction des altitudes.

N	altitude (m)	surface partiel (Km <sup>2</sup> )	surface partiel (%)	surface Cumulée (Km <sup>2</sup> )	surface cumulée (%)
1	595	0	0	0	0
2	550	0,7238	7,187736161	0,7238	7,187736161
3	500	0,4659	4,626645865	1,1897	11,81438203
4	450	0,7882	7,827263943	1,9779	19,64164597
5	400	1,724	17,1202779	3,7019	36,76192387
6	350	1,487	14,76673621	5,1889	51,52866008
7	300	1,336	13,26722231	6,5249	64,79588239
8	250	1,141	11,33076397	7,6659	76,12664636
9	200	0,8168	8,111277834	8,4827	84,2379242
10	150	0,6358	6,313847266	9,1185	90,55177146
11	100	0,4956	4,921583368	9,6141	95,47335483
12	50	0,4175	4,146006973	10,0316	99,6193618
13	42	0,03833	0,380638197	10,06993	100

Le tracer de la courbe hypsométrique est représenté sur la figure ci-dessous :

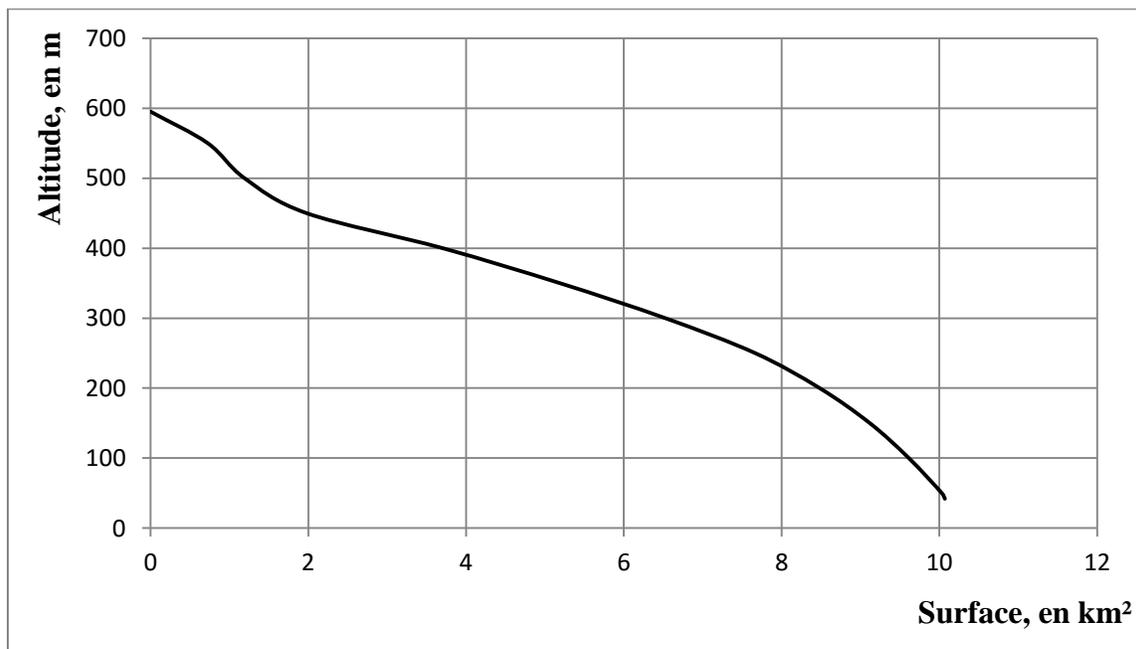


Figure (I-7) : Courbe des surfaces élémentaires cumulées en fonction des altitudes.

La figure (I-8) c'est la représentation de la courbe hypsométrique, qui est la distribution des pourcentages des surfaces élémentaires cumulées en fonction des altitudes.

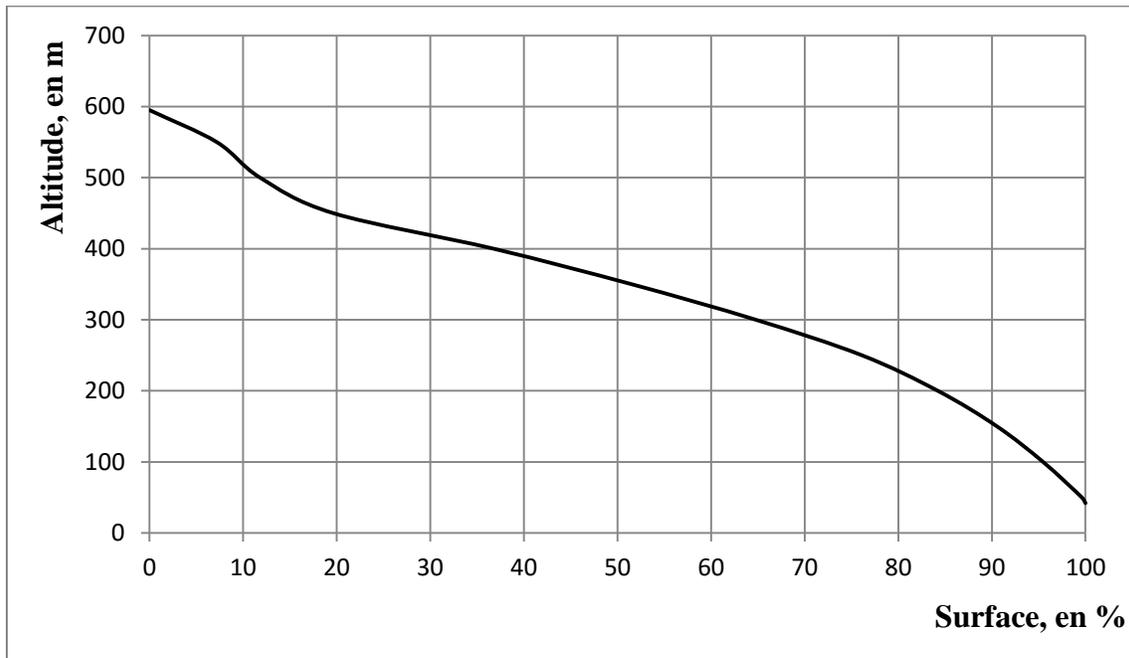


Figure (I-8) : Courbe hypsométrique du bassin versant

**I.3.2.6. Les altitudes caractéristiques**

a- Altitude maximal ( $H_{max}$ ) et altitude minimal ( $H_{min}$ ) du cours d'eau :

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élève sur le cours d'eau principale, tandis que l'altitude minimale est l'exutoire du bassin versant, elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant.

Pour le bassin versant :

$$H_{max} = 595m$$

$$H_{min} = 42m$$

b- Calcul de l'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suite, [34] :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{42}^{595} S_i h_i}{S} \dots\dots\dots [I-3]$$

où :

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant, en m.

$S_i$  : Surface partielle entre deux courbes de niveau, en  $km^2$ .

$h_i$  : Altitude moyen entre deux courbes de niveau, en m.

S : La superficie du bassin versant, en  $km^2$ .

Tableau (I-6) : Représentation les résultats de calcul de l'altitude moyenne.

N <sup>0</sup>	Altitude (m)	Surface partiel (Km <sup>2</sup> )	$h_i$	$h_i * S_i$
1	595	0	0	-
2	550	0,7238	572,5	414,3755
3	500	0,4659	525	244,5975
4	450	0,7882	475	374,395
5	400	1,724	425	732,7
6	350	1,487	375	557,625
7	300	1,336	325	434,2
8	250	1,141	275	313,775
9	200	0,8168	225	183,78
10	150	0,6358	175	111,265
11	100	0,4956	125	61,95
12	50	0,4175	75	31,3125
13	42	0,03833	46	1,76318
somme				3461,739

D'après une analyse de la courbe hypsométrique, on déduit que les surfaces partielles entre les courbes de niveaux et les altitudes moyennes entre deux courbes, nous permettent de calculer l'altitude moyenne du bassin versant on utilisant la formule (I-3).

D'où le résultat obtenu de l'altitude moyenne est :  $H_{moy} = 344m$

#### I.4. Conclusion

Le site de la retenue collinaire est situé à l'amont de la région de Tidekanine qui est localisé sur la carte d'état majeur de Sidi Aich feuille NG-31-V-42 a l'aide du logiciel *Mapinfo*. On a constaté aussi une formation géologique imperméable d'après une analyse faite de la carte géologique de la région. Le traitement cartographique par le logiciel *Mapinfo* nous a permis de soulever les principaux caractéristique morphométrique du bassin versant tel que la superficie, la longueur du cours d'eau principale, le profil en long du cours d'eau et l'hypsométrie, ets....

## CHAPITRE II

### *COLLECTE ET ANALYSE DES DONNÉES*

## II.1. Introduction

La collecte et l'analyse des données est une étape essentielle de l'étude. Cette dernière se distingue par les données ; pluviométriques, hydrologiques et climatologiques qui sont obtenus à partir des documents de l'ANRH. L'analyse fréquentielle nous permettra d'estimer le volume d'écoulement à une fréquence donnée en utilisant des méthodes statistiques.

## II.2. Analyse des données météorologiques

### II.2.1. Les données pluviométriques

L'analyse pluviométrique des données de la station d'El-kseur (numéro du code 15 10 03) a une période allant de 1907 à 1973, a donné une moyenne interannuelle de 754 mm. Mais cette série présente des lacunes (*voir annexe 2*), celle-ci oblige à combler les données manquantes des mesures annuelles. En fait référence à d'autres stations qui sont citées comme suite :

Tableau (II-1) : Les stations pluviométriques disponibles

Nom de la station	N° code	Période	Observation
Tifra	15 10 07	1922-2000	Ce sont de longues séries mais elles présentent des lacunes ( <i>voir annexe 3</i> ).
Seddouk	15 10 06	1922-2000	
Akbou	15 10 02	1913-1977	

Pour combler les lacunes on utilise la méthode de la double masse (*voir annexe 4*).

#### II.2.1.1. Les précipitations moyennes interannuelles

Après le traitement, on trouve que la pluviométrie moyenne interannuelle est égale à 769 mm, on déduit alors que la pluie moyenne corrigée est proche de la moyenne interannuelle tirée de la carte de l'A.N.R.H. cette valeur est égale à  $P_0 = 900 \text{ mm}$ , *figure (II-1)*.



Figure (II-1) : La pluie moyenne interannuelle tirée de la carte de l'ANRH

La répartition mensuelle des pluies imite la saison pluvieuse durant les mois octobre, novembre, décembre, janvier, février, mars et avril quand la pluie moyenne est supérieure à la moyenne et une saison sèche qui dure du mois du mai au mois de septembre, quand la pluie mensuelle est inférieure à la moyenne illustré sur la figure (II-2), voir le tableau ci-dessous.

Tableau (II-2) : Répartition mensuelle des précipitations en %.

Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
5,04	8,88	11,27	16,71	16,42	13,56	10,76	7,67	5,09	2,60	0,82	1,17

Tableau (II-3) : Répartition mensuelle des pluies.

Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An
45,3	79,9	101	150	148	122	96,8	69,1	45,8	23	7,4	10,6	900

La répartition des pluies mensuelle est représentée sur La figure (II-2).

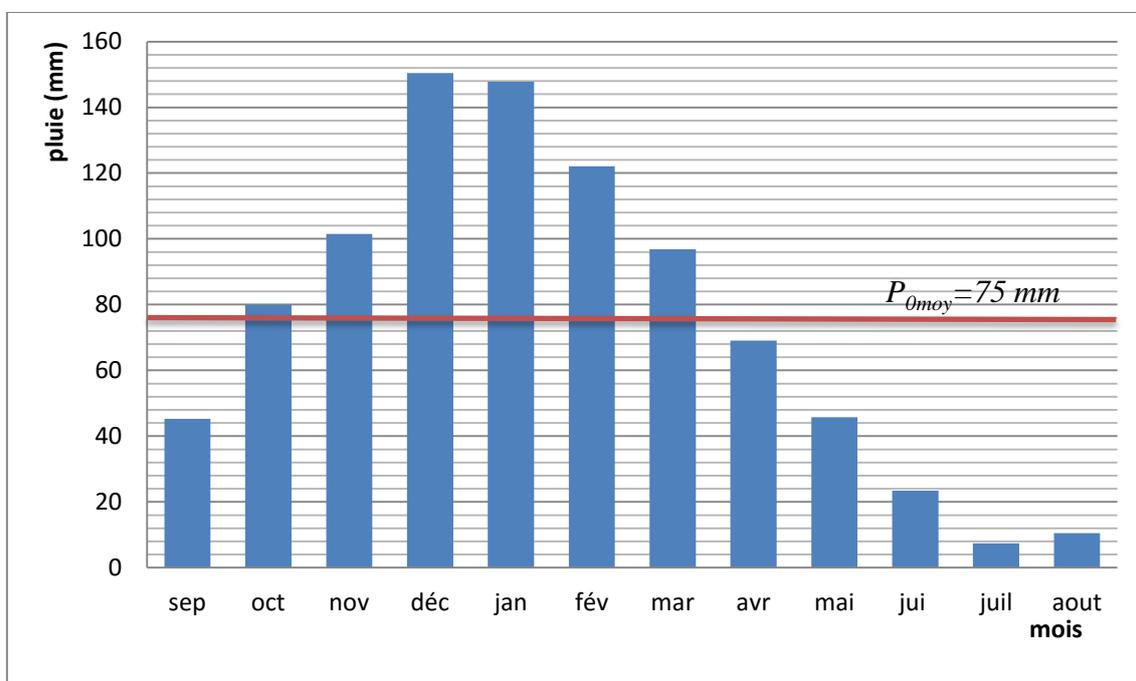


Figure (II-2) : Histogramme des pluies mensuelles.

### II.2.1.2. Evaporation moyenne interannuelle

a- La répartition des Températures.

La répartition des températures moyennes mensuelles est représentée dans le tableau (II.4).

Tableau (II-4) : Répartition des températures mensuelles de la région.

Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
24	18	13,6	10,2	8,2	10,9	13,1	14,9	17,9	22,2	24,9	25,5

Les températures de la région est illustrées sur la figure (II-3).

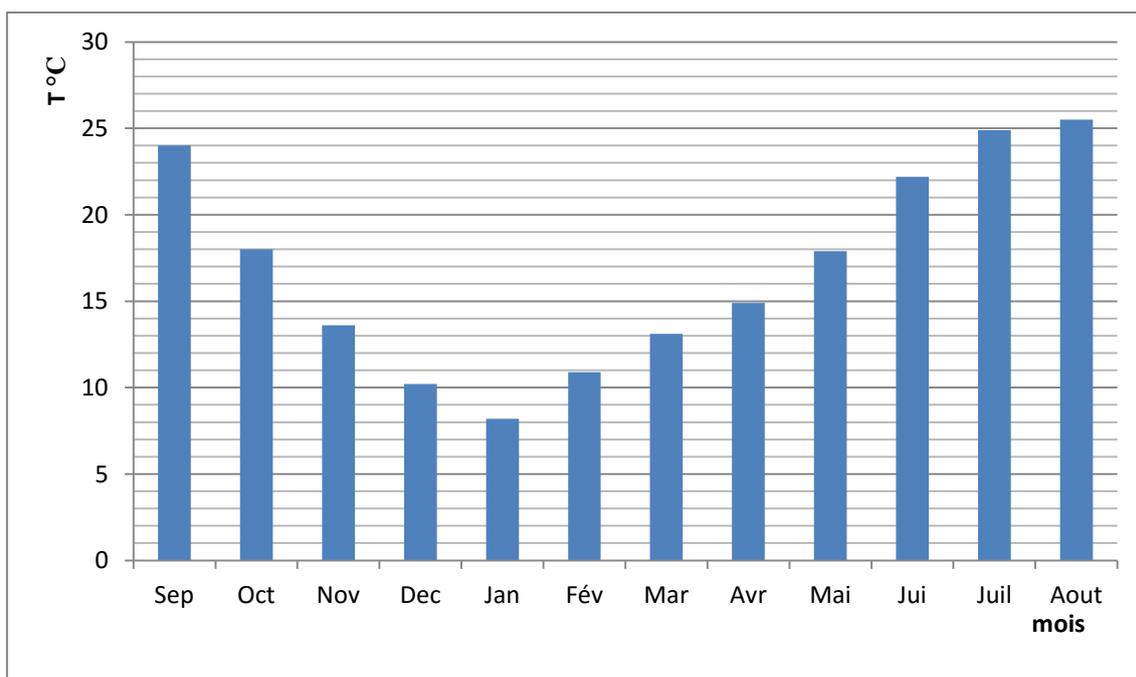


Figure (II-3) : Répartition mensuelle de températures moyennes de la région.

On constate que les températures des mois de novembre jusqu’au mois d’avril sont inférieures à 15 °C, par contre, du mois de mai au mois de septembre les températures sont élevées, elle atteint les 25,5 °C au maximum. On le comparant avec les précipitations en obtient la figure (II-4), qui montre la période sèche de l’année.

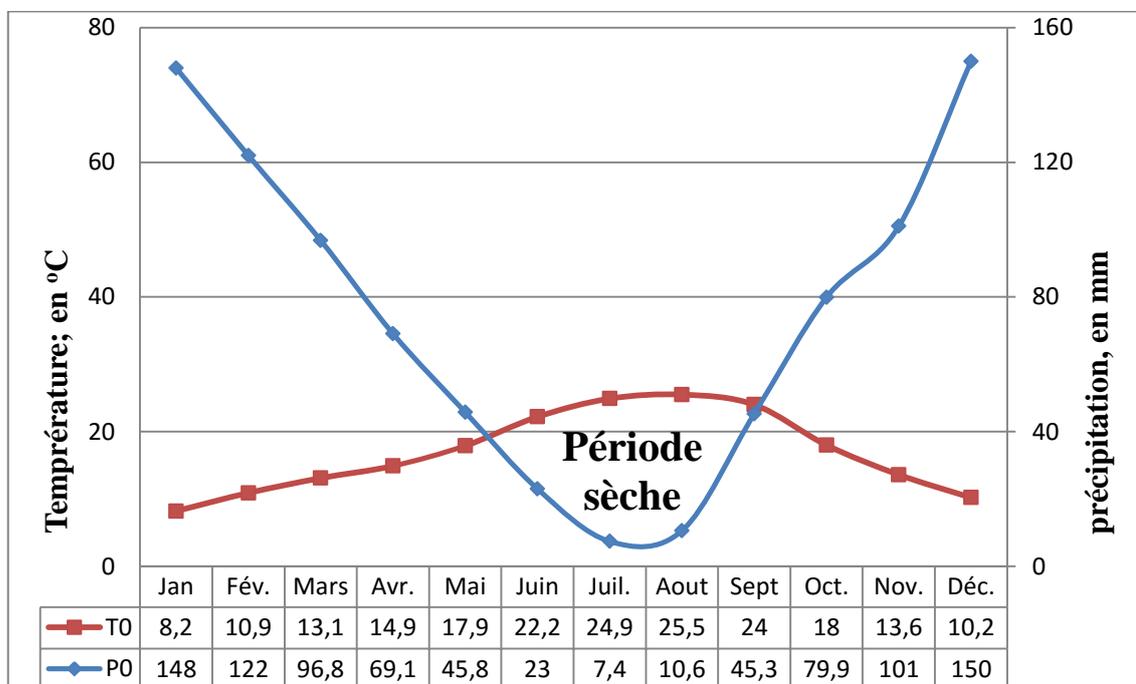


Figure (II-4) : Représentation de la période sèche de l’année.

b- Evapotranspiration potentiel.

La valeur de l’évapotranspiration potentielle moyenne interannuelle est tirée de la carte de l’A.N.R.H Le bassin versant est traversé par la courbe correspondant à la valeur de 1300 mm / an . [Voir la figure (II-4)].

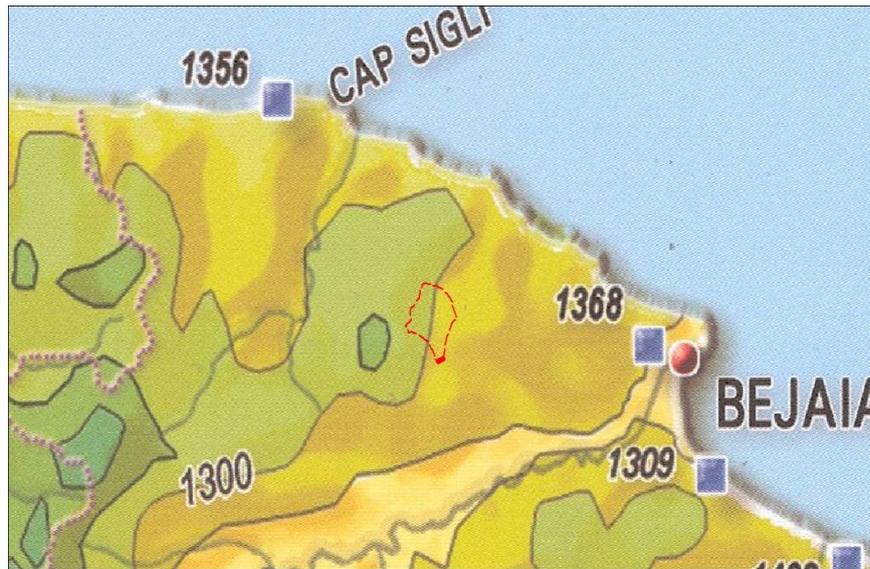


Figure (II-5) : ETP moyenne interannuelle tiré de la carte de l’A.N.R.H

c- Evaporation du plan d’eau

On note l’absence des données de l’évaporation du plan d’eau de la région d’étude, D’après Ladjel, [11], l’étude faite par la comparaison de l’ETP et l’évaporation du bassin d’AIN ZADA. Il recommande l’estimation de l’évaporation par la relation suivante :  $E_v = 1,6 ETP$ . Donc la valeur de l’évaporation est  $2080 \text{ mm / an}$ .

Sachant que l’évaporation est proportionnelle à la température on peut déduire l’évaporation moyenne mensuelle, qui est représentée sur le tableau (II.5).

Tableau (II-5) : Répartition mensuelle de l’évaporation.

Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An
245	184	139	104	83,9	111	134	152	183	227	255	261	2080

A partir de l’évaporation moyenne mensuelle on peut représenter l’évapotranspiration mensuelle, qui est montré dans le tableau ci-dessous.

Tableau (II-6) : Répartition mensuelle de l’évapotranspiration

Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An
153,3	115	86,9	65,2	52,4	69,7	83,7	95,2	114,4	142	159,1	163	1300

**II.2.2. Estimation de l’écoulement moyen interannuel**

L’estimation de l’écoulement moyen est réalisé par des formules empiriques, à cause du manque des données hydrométrique.

Les formules utilisées sont:

a- Formule de Samie, [29]

$$E_0 = P_0^2 (293 - 2,20\sqrt{S}) \dots\dots\dots [II-1]$$

où :

$E_0$  : Ecoulement moyenne interannuelle, en *mm*.

$P_0$  : Pluie moyenne interannuelle, en *m*.

$S$  : Superficie du bassin versant, en *km*<sup>2</sup>.

b- Formule de Maillet et Gauthier, [4]

$$E_0 = 0,6P_0(1 - 10^{-0,36P_0^2})10^3 \dots\dots\dots [II-2]$$

où :

$E_0$  : Ecoulement moyenne interannuelle, en *mm*.

$P_0$  : Pluie moyenne interannuelle, en *m*.

c- Formule de Sogreah, [1]

$$E_0 = 0,805(P_0 - 0,392).10^3 \dots\dots\dots [II-6]$$

où :

$E_0$  : Ecoulement moyenne interannuelle, en *mm*.

$P_0$  : Pluie moyenne interannuelle, en *m*.

d- Formule de Turc, [4]

$$E_0 = P_0 - \frac{P_0}{\sqrt{0,9 + \frac{P_0^2}{L^2}}} \dots\dots\dots [II-7]$$

avec :

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05T_0^3 \dots\dots\dots [II-8]$$

où :

$E_0$  : Ecoulement moyenne interannuelle, en *mm*.

$P_0$  : Pluie moyenne interannuelle, en *mm*.

$L$  : Paramètre dépend de la température moyenne interannuelle.

$T_0$  : Température moyenne interannuelle, en °C.

Sur le bassin versant, la température moyenne interannuelle est égale 16,9 °C.

e- Formule dite « Algérienne », [36]

Cette formule exprime la relation de l'écoulement par les précipitations et la superficie.

$$E_0 = P_0(1 - 10^{-\varepsilon P_0^2})10^3 \dots\dots\dots [II-9]$$

avec :

$$k = 0,18 - 0,011gS \dots\dots\dots [II-10]$$

où :

$\varepsilon$  : Paramétré dépend de la superficie du bassin versant.

$P_0$  : Pluie moyenne interannuelle, en *mm*.

f- Formule de Coutagne.

$$E_0 = P_0 - D_0 \dots\dots\dots [II-11]$$

avec :

$$D_0 = P_0 - \psi P_0 \dots\dots\dots [II-12]$$

$$\psi = \frac{1}{0,8 + 0,6T_0} \dots\dots\dots [II-13]$$

où :

$D_0$  : Déficit d'écoulement, en *mm*.

$T_0$  : Température moyenne interannuelle, en °C.

g- Formule de Ladjel

Cette formule est développée sur la base de toutes les données pluviométriques de tous les bassins de la partie nord de l'Algérie, [20].

$$E_0 = P_0 - P_r = P_0 - P_0^m \dots\dots\dots [II-14]$$

où :

$E_0$  : Ecoulement moyen interannuel, en *mm*.

$P_0$  : Pluie moyenne interannuelle, en *mm*.

$P_r$  : Pertes d'écoulement moyen interannuel.

$m$  : Exposant climatique.

Son application se réalise pour deux zones de différente pluviométrie:

1<sup>er</sup> cas : Pour  $P_0 > 600 \text{ mm}$

$$m = C_m \frac{(S + 1)^{0.0023}}{(P_0 + 1)^{0.1307} (H + 1)^{0.0023}} \dots\dots\dots [II-15]$$

2<sup>ème</sup> cas : Pour  $P_0 < 600 \text{ mm}$

$$m = C_m \frac{(S + 1)^{0.0034}}{(P_0 + 1)^{0.0167} (H + 1)^{0.0022}} \dots\dots\dots [II-16]$$

où :

$m$  : Exposant climatique.

$C_m$  : Coefficient climatique de l'écoulement cartographie.

$S$  : Superficie du bassin versant, en  $\text{km}^2$ .

$H$  : Altitude moyenne sur le bassin versant, en *m*.

Dans notre cas, le calcul du coefficient climatique s'effectue par la formule (II-15).

- Analyse et critique des résultats

Tableau (II-7) : Récapitulation des résultats obtenus par les formules empiriques.

Formule	Samie	M et G	Sogreah	Turc	Algérienne	Coutagne	Ladjel
$E_0$ , en mm	231	114,5	409	222	244	82	453

Le résultat le plus satisfaisant c'est celui dont l'exposant climatique est inclus dans les calculs. La formule adopté est celle de **Ladjel**, qui est développée dans les conditions de l'Algérie et applicable aux bassins non jauges.

### II.3. Analyse fréquentiel

#### II.3.1. Collecte et analyse des données

L'absence des données sur l'écoulement mensuelle et interannuelle sur le site est une difficulté qu'il faut surmonter. Donc on a fait appelle à un bassin versant analogue qui est considéré similaire au bassin versant de l'étude. Le bassin versant choisie est celui de Boussellam, dont, les caractéristiques statistique; coefficient de variation  $C_v$  et coefficient d'asymétrie  $C_s$  sont pris en considération, alors que la moyenne est prise égale à la valeur déterminer auparavant, ( $E_0 = 453 \text{ mm}$ ).

Les données de l'écoulement interannuel et mensuel du bassin de Boussellam sont représentées sur *l'annexe 5*.

#### II.3.2. Construction de la courbe empirique des fréquences

Le calcul de la fréquence empirique ce fait avec la formule de **Tchegadayer**, qui est la suivante, [31].

$$F(x) = \frac{j-0,3}{N^\circ + 0,4} \dots\dots\dots [II-17]$$

où :

$F(x)$  : Fréquence empirique de l'échantillon.

$j$  : Ordre de la variable aléatoire observé.

$N^\circ$  : Nombre d'année d'observation.

L'application de la formule précédente ce fait, en classant les valeurs annuelles par ordre décroissant. Les résultats du calcul des fréquences sont représentés en *annexe 6*. On représente les résultats sur la figure suivante :

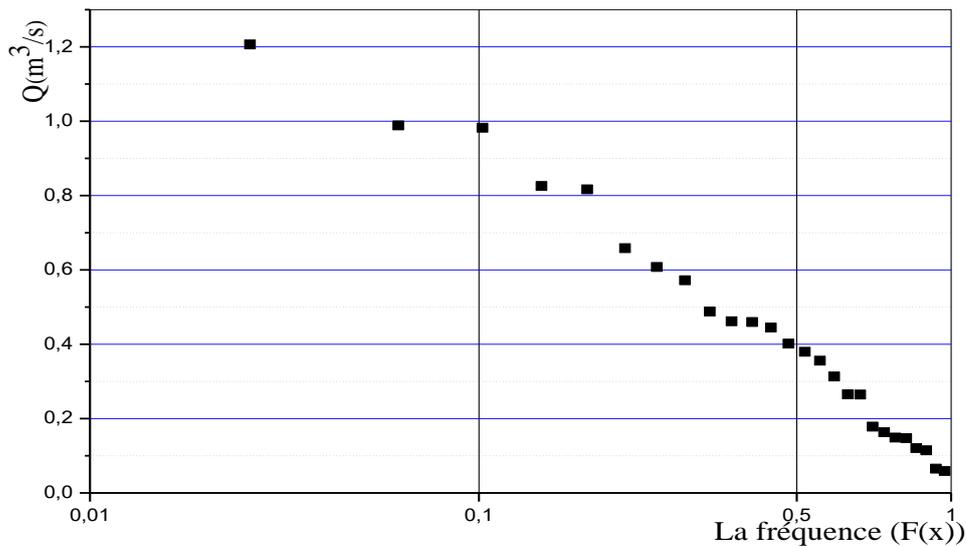


Figure (II-6) : Courbe des fréquences empiriques.

**II.3.3. Calcul des caractéristiques statistiques pour le bassin analogue**

**II.3.3.1. Moyenne arithmétique**

Cette moyenne est caractérisée par la grandeur des observations, elle est définie par la relation suivante, [5]:

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \dots\dots\dots [II-18]$$

où :

$\bar{Q}$  : Débit moyenne arithmétique de l'échantillon.

$Q_i$  : Débit observé durant l'année  $i$ .

$N$  : Nombre d'année d'observation.

Le tableau ci-dessous, représente les résultats de calcul de la moyenne arithmétique du bassin analogue.

Tableau (II-8) : Résultats du calcul de la moyenne arithmétique de la série.

	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An
Moy	1,81	1,36	1,82	6,99	12,91	23,73	26,12	15,1	6,8	3,3	2,32	1,35	103,6
Moy %	1,75	1,31	1,76	6,76	12,46	22,91	25,22	14,58	6,56	3,18	2,24	1,27	100

A partir de ce dernier tableau, on peut déduire la moyenne arithmétique sur le bassin versant d'étude.

Tableau (II-9) : La moyenne des écoulements mensuelle sur le bassin versant.

	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An
Moy %	1,75	1,31	1,76	6,76	12,46	22,91	25,22	14,58	6,56	3,18	2,24	1,27	100
Moy	7,92	5,94	7,98	30,62	56,49	103,85	114,31	66,08	29,76	14,42	10,16	5,76	453

**II.3.3.2. Ecart type**

L'écart type indique la dispersion des observations au tour de la moyenne. Il est représenté par la formule suivante, [5]:

$$\delta = \left( \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (Q_i - \bar{Q})^2 \right)^{1/2} \dots\dots\dots [II-19]$$

où :

- $\delta$  : Ecart type de l'échantillon.
- $\bar{Q}$  : Débit moyenne arithmétique de l'échantillon.
- $Q_i$  : Débit observé durant l'année  $i$ .
- $N^o$  : Nombre d'année d'observation.

Tableau (II-10) : Résultat du calcul de l'écart type  $\delta$ .

Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	An
1,47	0,50	1,56	12,23	17,55	30,43	32,31	12,62	5,51	2,71	3,31	0,55	78,24

**II.3.3.3. Coefficient de variation et coefficient d'asymétrie**

Pour le calcul du coefficient de variation  $C_v$  et le coefficient d'asymétrie  $C_s$  est fait par le logiciel « STOKSTAT » version 1.1. C'est un logiciel statistique établis par les russes pour le calcul exacte des paramètres statistiques pour n'importe quelle série statistique est cela pour les deux méthodes, qui sont :

- La méthode des moments.
- La méthode des maximum vraisemblances.

Les résultats obtenus sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau (II-11) : Les résultats obtenus par le logiciel STOKSTAT

	méthode des moments		méthode des maximum vraisemblances	
	Cv	Cs	Cv	Cs
<i>Sept</i>	0,812	3,365	0,939	6,411
<i>Oct.</i>	0,368	-0,482	0,368	-0,163
<i>Nov.</i>	0,854	2,413	0,918	3,843
<i>Déc.</i>	1,747	2,941	1,89	5,191
<i>Jan.</i>	1,36	1,611	1,435	2,161
<i>Fév.</i>	1,283	2,228	1,348	3,416
<i>Mars</i>	1,237	2,655	1,296	4,436
<i>Avr.</i>	0,836	0,843	0,855	0,96
<i>Mai</i>	0,811	0,816	0,828	0,926
<i>Juin</i>	0,822	1,401	0,84	1,791
<i>Juil.</i>	1,424	3,517	1,51	6,879
<i>Aout</i>	0,415	0,816	0,416	0,926
<i>Année</i>	0,755	0,928	0,769	1,073

Conformément à la théorie statistique, les résultats les plus appropriés sont les valeurs obtenues par la méthode du maximum de vraisemblance, [12].

**II.3.4. Choix de la fréquence adoptée.**

Dans la pratique hydrologique des calculs de la régularisation, surtout pour le dimensionnement des retenues collinaires, destinées à satisfaire les besoins agricoles. On admet que l'aspect négatif sur le rendement dû au manque ou à l'irrégularité de satisfaction de besoin en eau suit en moyenne de l'ordre de 20 %, c'est pour cette raison qu'on peut recommander une garantie de l'ordre de 80 %.

**II.3.5. Volume d'écoulement d'une fréquence donnée**

La détermination de l'écoulement de fréquence  $P = 80\%$ , consiste à tirer du tableau de **Foster-Rebkine**, la valeur de  $F(P\%, C_s)$ , et par la relation suivante nous permet de calculer l'écoulement  $E_{p\%}$ , pour un intervalle de temps mensuel et annuel, [12]

$$k_{P\%} = F_{P\%} \cdot C_v + 1 \dots\dots\dots [II-20]$$

et :

$$E_{p\%} = k_{p\%} \cdot E_m \dots\dots\dots [II-21]$$

où :

$k_i$  : Coefficient de la bonne hydraulique ou coefficient modulaire de Kotckeringe.

$F_{P\%}$  : Variable de Foster-Rebkine dépend du coefficient de variation et le coefficient d'asymétrie, donnée dans l'annexe 7.

$E_m$  : Ecoulement mensuelle, en mm.

$C_v$  : Coefficient de variation.

L'estimation du volume  $V_{P\%}$  se calcule par l'expression suivante :

$$V_{P\%} = 1000 \cdot E_{P\%} \cdot S \dots\dots\dots [II-25]$$

- où :
- $V_{P\%}$  : volume d'une fréquence donnée.
  - $E_{P\%}$  : lame écoulée d'une fréquence  $P\%$
  - $S$  : superficie du bassin versant, en  $km^2$ .

Tableau (II-12): Les résultats finals du calcul du volume mensuel et annuel.

	F80%	K 80%	V 80%, en $m^3$	Moy %	V 80% finale, en $m^3$
<b>Année</b>	-0,34	0,681	54455	5,04	79920
<b>Sept</b>	0,85	1,313	78738	8,88	140811
<b>Oct.</b>	-0,52	0,523	42137	11,27	178709
<b>Nov.</b>	-0,385	0,272	84241	16,71	264971
<b>Déc.</b>	-0,75	-0,076	-43506	16,42	260373
<b>Jan.</b>	-0,58	0,218	228812	13,56	215022
<b>Fév.</b>	-0,455	0,41	473748	10,76	170622
<b>Mars</b>	-0,85	0,273	182377	7,67	121624
<b>Avr.</b>	-0,85	0,296	89032	5,09	80871
<b>Mai</b>	-0,8	0,328	47775	2,6	41228
<b>Juin</b>	-0,34	0,487	49935	0,82	13003
<b>Juil.</b>	-0,86	0,642	37348	1,17	18553
<b>Aout</b>	<b>-0,85</b>	<b>0,346</b>	<b>1 585 705</b>	<b>100</b>	<b>1 585 705</b>

On observant le tableau, on trouve que le volume de la fréquence 80% du mois de janvier est trouvé en valeur négative. Donc le résultat n'est pas valide. Ce qui nous amène à corriger les volumes mensuel. On a le volume annuel est de  $1\ 585\ 705\ m^3$ , et on fait une distribution mensuelle selon la moyenne arithmétique (%) des précipitations dans le bassin versant pour obtenir les  $V_{80\%}$  mensuels finale.

## II.4. Conclusion

L'analyse des données a permis d'ajuster le volume de la pluie moyen calculé et délimité la saison pluvieuse et la saison sèche. L'estimation de l'écoulement moyen interannuel, en enfin détermination de l'écoulement d'une fréquence 80 %, sachant que le volume mensuelle pour le mois de décembre est trouvé négative.

### *CHAPITRE III*

## CALCULS DE LA RÉGULARISATION DE L'ÉCOULEMENT DE L'OUED

### III.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de maîtriser les calculs de régularisation de l'écoulement, en se basant sur l'équation du bilan de l'eau dans la retenue, et prendre en compte des pertes générées par l'infiltration des eaux dans le sous-sol et le taux d'évaporation du plan d'eau de la cuvette. Pour la demande en eau d'irrigation, il est bien exigent de prendre en compte tous les paramètres qui influent sur le bilan hydrique pour mieux gérer la retenue collinaire.

### III.2. Détermination des caractéristiques topographiques de la cuvette

Le site de la retenue est localisé sur la carte d'état majeur de Sidi Aich à l'échelle de 1/25000<sup>ème</sup>. Aux coordonnées suivantes :

$$X=4,87793^{\circ}$$

$$Y=36,690017^{\circ}$$

$$Z=42 \text{ m}$$

#### III.2.1. Construction des courbes bathygraphiques

En utilisant les données topographiques du site, les courbes bathygraphique surface et volume sont construites en fonction des hauteurs, pour une équidistance d'un mètre. La surface du plan d'eau est déterminée par un planimétrie numérique pour chaque équidistance, les volumes partiels correspondant au niveau d'eau est déterminés par la relation :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta h_i \dots\dots\dots [III-1]$$

où :

$S_i$  : Superficie partielle entre deux courbes de niveau, en  $km^2$ .

$\Delta h_i$  : Equidistance, en  $m$ .

Les données traitées nécessaires pour la construction des courbes bathygraphiques se trouvent dans le tableau (III-1):

On constate que les superficies et les volumes partiels augmentent rapidement avec la hauteur ce qui signifie que la surface de la cuvette s'élargie de plus en plus, les données du tableau et les figures au-dessous illustre ceci.

Tableau (III-1) : Donnée topographique du site.

Cote	Niveau	Surface	Volume
42	0	0	0
43	1	1 317	1 048
44	2	3 929	5 421
45	3	7 447	14 176
46	4	11 721	28 040
47	5	16 664	47 594
48	6	22 215	73 330
49	7	28 328	105 683
50	8	34 968	145 043
51	9	42 105	191 767
52	10	49 715	246 185
53	11	57 777	308 602
54	12	66 275	379 308
55	13	75 191	458 574
56	14	84 511	546 659
57	15	94 225	643 808

On construit les courbes hauteurs, surface et volume  $f(H, S, V)$ .

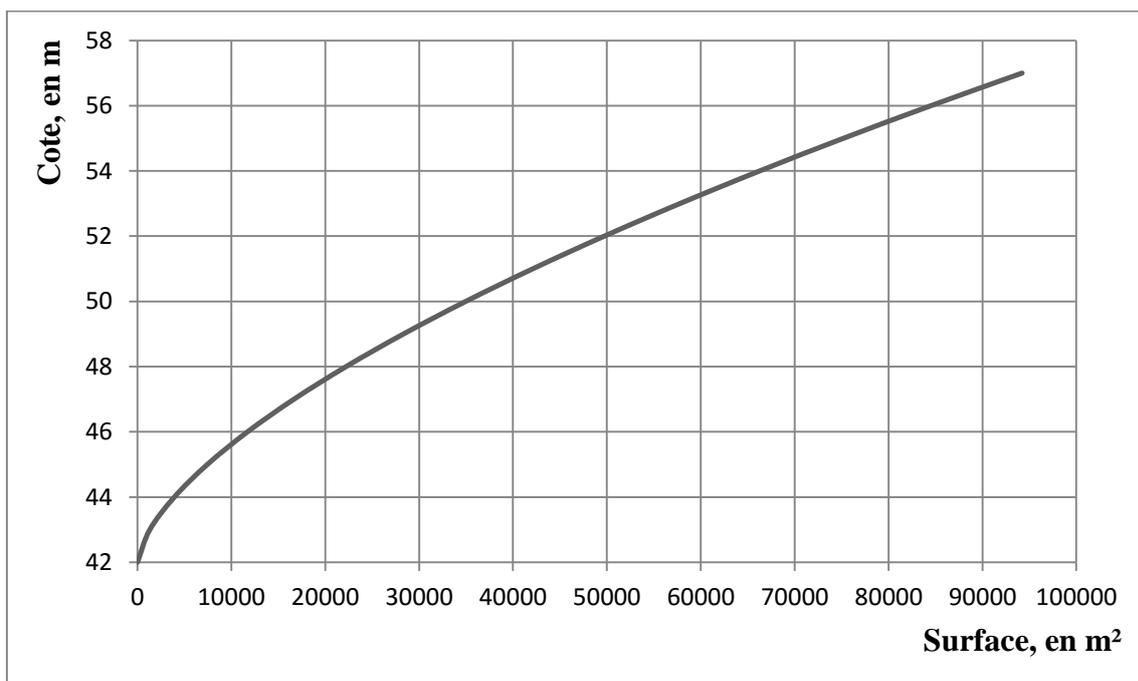


Figure (III-1) : Dépendance  $H=f(S)$

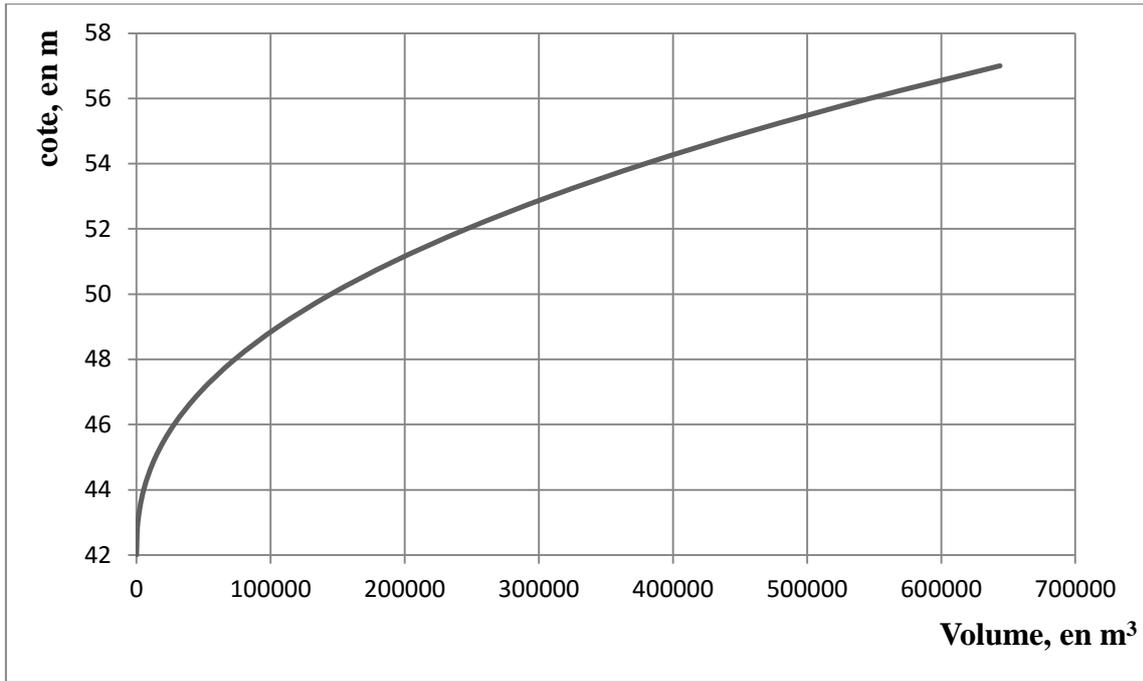


Figure (III-2) : Dépendance  $H=f(V)$

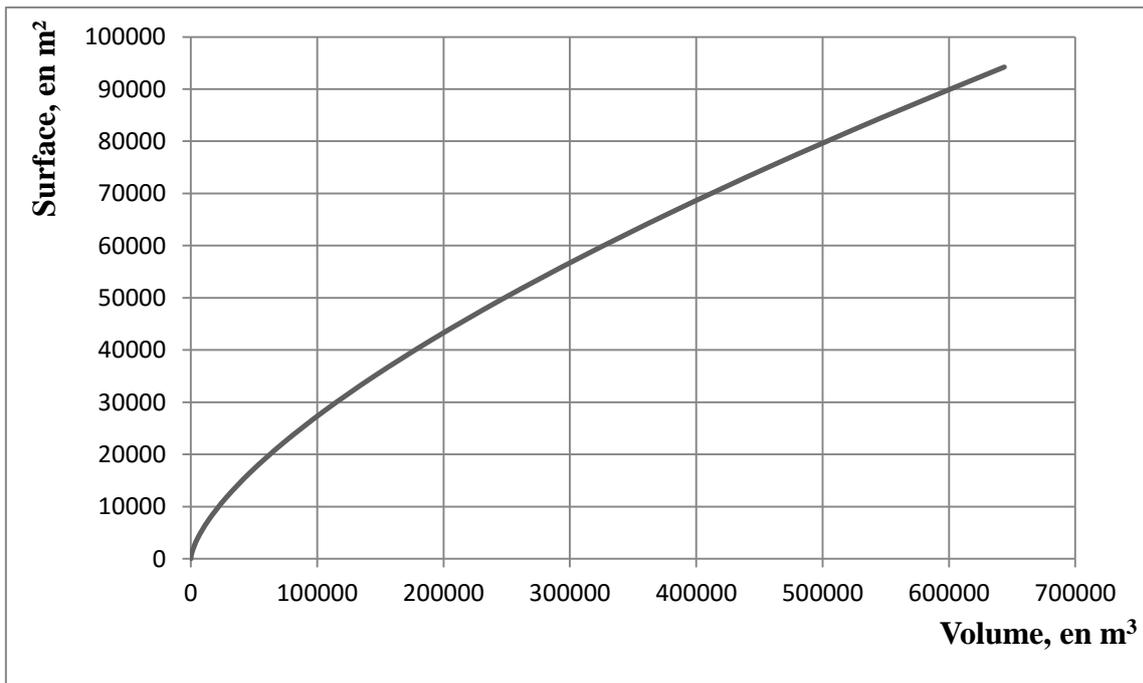


Figure (III-3) : Dépendance  $S=f(V)$

La dépendance  $S(V)$  est exprimée avec satisfaction par la relation analogique suivante:

$$S = 3E - 13V^3 - 4E - 7V^2 + 0,2761V + 2608,1 \dots \dots \dots [III-2]$$

Qui sera obligatoirement utilisé dans les calculs de la régularisation.

### **III.3. Le calcul de la régularisation**

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime l'écoulement naturel en adaptant aux nécessités du consommateur. D'une manière qu'on puisse analyser le bilan apport-besoin.

La régularisation de l'écoulement consiste à l'accumulation de l'eau durant la période d'excès pour son utilisation dans la période de déficit. [6]

Le but de la régularisation saisonnière est de déterminer le volume de la retenue qui doit satisfaire les demandes d'irrigation en eau dans un temps régulier pour compenser les déficits de la demande durant la saison sèche qui suit. L'écoulement fréquentiel donné doit couvrir les besoins en eau durant toute l'année.

#### **III.3.1. Le bilan hydrologique**

On considère un barrage d'eau ou une retenue collinaire comme système dynamique, dont les composants de base varient sans interruption dans le temps. L'ouvrage a un volume d'eau  $V_i$  à qui s'ajoute à l'écoulement  $E_i$  et les précipitations  $P_i$  pendant le mois. Mais en même temps, l'eau qu'on doit fournir pour d'irrigation sous forme de restitution  $R_s$ , une partie de l'eau stockée dans l'ouvrage est évaporée directement du plan d'eau  $P_{ev}$  et l'autre partie s'infiltré dans le sous-sol  $P_{fil}$ . Le bilan hydrologique est donc établi de sorte que l'équilibre apport-demande est satisfait. Et exprimer comme suite, [19] :

$$V_{i+1} = V_i + E_{i+1} - R_{s,i+1} - P_{ev,i+1} - P_{fil,i+1} \dots\dots\dots [III-3]$$

où :

- $V_{i+1}$  : Volume de l'eau à la fin du mois, en  $m^3$ .
- $V_i$  : Volume de l'eau au début du mois, en  $m^3$ .
- $E_{i+1}$  : L'écoulement d'eau pendant le mois, en  $m^3$ .
- $R_{s,i+1}$  : Restitution, pendant le mois  $i+1$ , en  $m^3$ .
- $P_{ev,i+1}$  : Quantité d'eau évaporée pendant le mois  $i+1$ , en  $m^3$ .
- $P_{fil,i+1}$  : Volume de l'eau filtré pendant le mois  $i+1$ , en  $m^3$ .

#### **III.3.2. Définir les paramètres du bilan hydrique**

##### ***III.3.2.1. Volume initial***

Le volume initial correspond au volume mort qui est le volume à la fin du mois de septembre, c'est le mois où la retenue est considéré vide. Le volume initial des autres mois est le volume estimé à la fin du mois précédent.

##### **- Estimation du volume mort**

D'après (Rimini, 2005) qui a développer un modèle de prévision du degré de l'envasement en se basant sur les donner de près de 90 barrages de différent taille en Algérie. Il a estimé que le

taux d'envasement est compris entre 0,5 et 3% par an. Sur le site d'étude le taux d'envasement est  $T < 0,5\%$ , [1].

Le taux d'abrasion ou le l'érosion hydrique est quantifier par :

- La mesure directe du transport solide au niveau de la station de mesure.
- Des formules expérimentales.

Parmi les formules expérimentales utiliser en Algérie pour la quantification du taux d'abrasion est la formule de **Tixeront (1960)**. Cette formule est Basée sur les donnée recueillies dans 32 bassins algériens et 9 bassins tunisiens sur une durée comprise entre 2 et 22 ans, [1] :

- $A_{ss} = 354 E_0^{0,15}$  : Pour les bassins tunisiens.
- $A_{ss} = 92 E_0^{0,21}$  : Pour la région Est Algérienne.
- $A_{ss} = 200 E_0$  : Pour la région centre de l'Algérienne.

où :

$A_{ss}$  : Apport solide spécifique, en  $t/km^2/An$ .

$E_0$  : Ecoulement moyenne interannuelle, en  $mm$ .

Le volume mort déterminé par la formule suivante, en comptant le délai de service de la retenue qui est de 20 ans, [28].

$$V_m = \frac{A_{ss} \cdot S}{\omega} \cdot 20 \dots\dots\dots [III-4]$$

où :

$V_m$  : Volume mort, en  $m^3$ .

$A_{ss}$  : Taux d'abrasion calculer par la formule de Tixeront, pour la région Est algérienne.

$\omega$  : Poids spécifique de la vase, en  $t/m^3$ ,  $\omega = 1,6 t / m^3$ .

$S$  : Superficie du bassin versant, en  $m^2$ .

Le volume mort de la retenue collinaire est  $V_m = 41962 m^3$ . Qui correspond à une cote comprise entre 46 et 47 m, la hauteur approximative est 4,7 m.

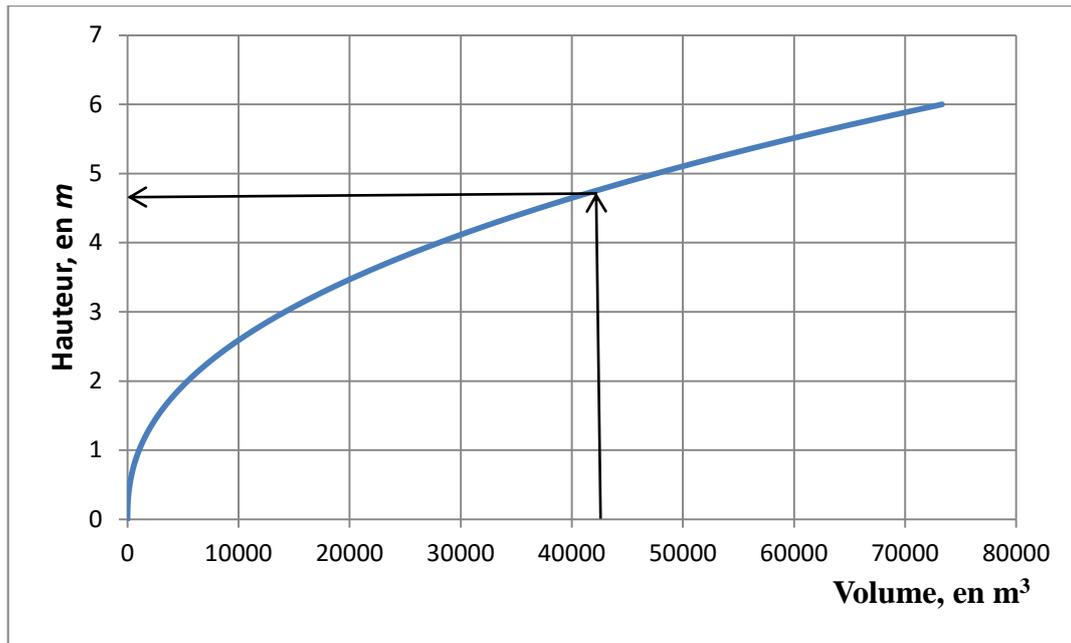


Figure (III-4) : Représentation du volume mort

### III.3.2.2. Ecoulement

C'est les volumes mensuels entrant dans la retenue collinaire. Qui correspond au volume finale calculé et représenté dans le tableau (II-13) chapitre II.

### III.3.2.3. Perte par infiltration

Le volume infiltré dans le sous-sol est estimé à base des connaissances acquise sur la géologique de la cuvette. Tandis que, le sol est constituer généralement que des marnes et des argiles, une constitution pratiquement imperméable, on peut considérer que le volume infiltré est égale à 2% du volume moyen mensuel.

### III.3.2.4. Perte par évaporation

L'évaporation mensuelle est la lame d'eau perdue durant le mois sous l'effet de la température et le vent. Le tableau (II.11) dans le chapitre II, illustre la répartition mensuelle de l'évaporation.

### III.3.2.5. La demande en eau d'irrigation

Cette demande est proportionnelle à l'évapotranspiration mensuelle, [16]. C'est la quantité d'eau que la plante aura besoin pour satisfaire les bonnes conditions de son développement. La répartition mensuelle de l'évapotranspiration est représentée dans le tableau (II.12) dans le chapitre II.

Sachant que la plante n'aura pas besoin d'être irriguée dans la période pluvieuse (du mois d'octobre jusqu'au mois de mars). Donc, la répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (III-2) : Répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation, en%

Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
18,55	0	0	0	0	0	0	11,51	13,83	17,16	19,24	19,71

- La restitution

Le bon dimensionnement de la retenue collinaire destinée à l'irrigation s'effectue pour combler les quantités d'eau perdue par évaporation et par filtration. Est réalisé cette tâche pour cinq cas de figure,  $A_1 = 0,2V_{80\%}$ ,  $A_2 = 0,3V_{80\%}$ ,  $A_3 = 0,4V_{80\%}$ ,  $A_4 = 0,5V_{80\%}$  et  $A_5 = 0,6V_{80\%}$ .

$A_1, \dots, A_5$ : Sont les volumes de la restitution pour chaque cas de figure. Ils représentent le degré d'augmentation du volume de la demande en eau en fonction du volume fréquentiel interannuelle  $V_{80\%}$ .

Tableau (III-3) : Répartition mensuelle de la restitution et la variation de la demande

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	An
$V\ 80\%$	27706	20773	27924	107130	197617	363261	399889	231167	104106	50448	35542	20141	<b>1585705</b>
A, en %	18,55	0	0	0	0	0	0	11,51	13,83	17,16	19,24	19,71	<b>100</b>
$A_1 = 0,2V\ 80\%$ , en $m^3$	58819	0	0	0	0	0	0	36517	43869	54408	61025	62495	<b>317141</b>
$A_2 = 0,3V\ 80\%$ , en $m^3$	88229	0	0	0	0	0	0	54775	65804	81612	91537	93743	<b>475711</b>
$A_3 = 0,4V\ 80\%$ , en $m^3$	117638	0	0	0	0	0	0	73034	87739	108815	122050	124991	<b>634282</b>
$A_4 = 0,5V\ 80\%$ , en $m^3$	147048	0	0	0	0	0	0	91292	109673	136019	152562	156238	<b>792852</b>
$A_6 = 0,6V\ 80\%$ , en $m^3$	176458	0	0	0	0	0	0	109551	131608	163223	183075	187486	<b>951423</b>

### III.4. Calcul de la régularisation saisonnière

Pour l'application du bilan hydrique dans les calculs de régularisation, on a élaborée un programme software appelle « régular » par le langage *G-WBasic*, qui permet de calculer le volume de la retenue par voie itérative pour un pas de temps mensuel. Ce programme facilite les calculs où il suffit d'insérer les données et le calcul s'effectuent automatiquement.

#### III.4.1. Présentation du logiciel et les étapes du calcul

Les étapes de calcul par le *G-W Basic* est basé sur la l'équation du bilan. C'est pourquoi, il est nécessaire de connaitre quelque fonction de ce programme et la compréhension de l'algorithme saisie.

##### III.4.1.1. Fonction principales du G-W Basic.

- Fonction "List", touche F1 : Afficher le contenu du fichier "régular".
- Fonction "Run", touche F2 : Commencer à introduire les données, une fois terminer, le logiciel affiche les résultats automatiquement.
- Fonction "Load", touche F3 : Après l'ouverture du logiciel, cette fonction sert à ouvrir le fichier dont l'extension est BAS. On fait appelle au fichier de cette manière « Load "regular" ».
- Fonction "Save", touche F4 : si on apporte des modifications sur l'algorithme, on doit créer un nouveau fichier qui soit enregistré à l'aide de cette fonction. La saisie se fait de cette façon « Save "regular1" ».
- Fonction "Cont", touche F5 : Indique la possibilité de continuer l'opération en cas d'erreur.

##### III.4.1.2. L'algorithme du logiciel

Comme on l'a indiqué déjà, la fonction "List" affiche l'algorithme à exécuter le travail, on observant la figure ci-dessous on va avoir une petite idée du fonctionnement du logiciel.

```

(C) Copyright Microsoft 1983,1984,1985,1986,1987
60300 Octets libres
Ok
LOAD"regular
Ok
LIST
10 N=15
20 DIM UMOYEN(N),S(N),UEVAPOR(N),UINFILTR(N),UFINAL(N),UPERTE(N)
38 INPUT "Volume initial=";UINITIAL
40 INPUT "Evaporation=";EUAP
42 INPUT "Restituttion=";RESTIT
44 INPUT "Ecoulement=";ECOUL
60 FOR I=2 TO N
70 UFINAL(I)=UINITIAL+ECOUL-(2*RESTIT)
80 UMOYEN(I)=(UFINAL(I-1)+UINITIAL)/2
315 S(I)=2253+.2708*UMOYEN(I)-.0000004*UMOYEN(I)^2+3E-13*UMOYEN(I)^3
320 UEVAPOR(I)=.001*EUAP*S(I)
330 UINFILTR(I)=.02*UMOYEN(I)
335 UPERTE(I)=UEVAPOR(I)+UINFILTR(I)
340 UFINAL(I)=-UEVAPOR(I)-UINFILTR(I)-RESTIT+ECOUL+UINITIAL
500 PRINT I;S(I);UEVAPOR(I);UINFILTR(I);UPERTE(I);UFINAL(I)
510 NEXT I
Ok
1LIST 2RUN← 3LOAD" 4SAVE" 5CONT← 6."LPT1 7TRON← 8TROFF← 9KEY 0$SCREEN

```

Figure (III-5) : Présentation du logiciel G-W Basic

N=15 : est le nombre d'itération limite qu'on peut exécuter.

Dim => dimension: Désigne les paramètres à calculer.

- Volume moyen.
- Surface du plan d'eau de la cuvette en fonction du volume.
- Volume évaporé.
- Volume infiltré.
- Volume des pertes.
- Volume finales.

Input => écrire : insérer les donnée de l'évaporation, restitution, écoulement et le volume initial.

For => pour : la condition du commencement du calcul.

- $V_{final}(I) = V_{initial} + V_{écoulement} - 2.V_{restitution}$  : calcul du volume final sans prendre en compte les pertes.
- $V_{moy}(I) = V_{final}(I-1) + V_{initial} / 2$ .
- $S(I) = d + c[V_{moyen}(I)] + b[V_{moyen}(I)]^2 + a[V_{moyen}(I)]^3$ , cette formule est relevée de la courbe bathygraphique  $S(V)$ , correspond à la formule [II-2].
- $V_{évaporé} = 0,001.Evap.S(I)$ , calcul du volume évaporé.
- $V_{infiltré}(I) = 0,02V_{moyen}(I)$ .
- $V_{perte}(I) = V_{evap}(I) + V_{inf}(I)$ .
- $V_{final} = -V_{perte} - V_{restitution} + V_{écoulement} + V_{initial}$ .

Print => affichage des résultats. Next => passe à l'itération suivante.

### III.4.2. Exécution du programme

L'exécution de ce programme doit envisager un volume théorique qui correspond à une hauteur, et on fait les calculs pour trouver la bonne restitution pour un volume des rejets faible. Alors, nous proposant les volumes théoriques suivant :

Tableau (III-4) : Volumes théorique proposé pour le calcul de la régularisation

Cote, en m	Niveau, en m	Volume, en m <sup>3</sup>
53	11	308 602
54	12	379 308
55	13	458 574

Le volume qui peut nous calculer une restitution optimal est celui dont le niveau normal est 13 m qui donne un volume de 458 574 m<sup>3</sup>.

Dans les tableaux (III-5), (III-6), (III-7), (III-8) et (III-9) présentent les résultats du calcul de la régularisation des différents restitution.

Tableau (III-5) :  $A_1 = 0,2V_{80\%}$

N°	Mois	Volume initial, m <sup>3</sup>	Evaporation, mm	Restitution, m <sup>3</sup>	Écoulement, m <sup>3</sup>	Volume final, m <sup>3</sup>	Volume rejet, m <sup>3</sup>
1	Sep.	283472	245	58819	79920	41962	250 287
2	Oct.	41 962	184	0	140811	175564	
3	Nov.	175564	139	0	178709	342043	
4	Déc.	342043	104	0	264971	458574	133 590
5	Jan.	458574	83,9	0	260373	458574	245 224
6	Fév.	458574	111	0	215022	458574	197 942
7	Mars	458574	134	0	170622	458574	151 903
8	Avr.	458574	152	36517	121624	458574	65 106
9	Mai	458574	183	43869	80871	458574	14 792
10	Juin	458574	227	54408	41228	420825	
11	Juil.	420825	255	61025	13003	348707	
12	Août	348707	261	62495	18553	283472	

Tableau (III-6) :  $A_2 = 0,3V_{80\%}$

N°	Mois	Volume initial, m <sup>3</sup>	Evaporation, mm	Restitution, m <sup>3</sup>	Écoulement, m <sup>3</sup>	Volume final, m <sup>3</sup>	Volume rejet, m <sup>3</sup>
1	Sep.	194322	245	88229	79920	41962	134 545
2	Oct.	41 962	184	0	140811	175564	
3	Nov.	175564	139	0	178709	342043	
4	Déc.	342043	104	0	264971	458574	133 590
5	Jan.	458574	83,9	0	260373	458574	245 224
6	Fév.	458574	111	0	215022	458574	197 942
7	Mars	458574	134	0	170622	458574	151 903
8	Avr.	458574	152	54775	121624	458574	46 848
9	Mai	458574	183	65804	80871	451561	
10	Juin	451561	227	81612	41228	387440	
11	Juil.	387440	255	91537	13003	286967	
12	Août	286967	261	93743	18553	194322	

Tableau (III-7):  $A_3 = 0,4V_{80\%}$ 

N°	Mois	Volume initial, $m^3$	Evaporation, mm	Restitution, $m^3$	Écoulement, $m^3$	Volume final, $m^3$	Volume rejet, $m^3$
1	Sep.	93366	245	117638	79920	41962	7 717
2	Oct.	41 962	184	0	140811	175564	
3	Nov.	175564	139	0	178709	342043	
4	Déc.	342043	104	0	264971	458574	133 590
5	Jan.	458574	83,9	0	260373	458574	245 224
6	Fév.	458574	111	0	215022	458574	197 942
7	Mars	458574	134	0	170622	458574	151 903
8	Avr.	458574	152	73034	121624	458574	28 589
9	Mai	458574	183	87739	80871	430025	
10	Juin	430025	227	108815	41228	340129	
11	Juil.	340129	255	122050	13003	212085	
12	Août	212085	261	124991	18553	93366	

Tableau (III-8):  $A_4 = 0,5V_{80\%}$ 

N°	Mois	Volume initial, $m^3$	Evaporation, mm	Restitution, $m^3$	Écoulement, $m^3$	Volume final, $m^3$	Volume rejet, $m^3$
1	Sep.	41 962	245	147048	79920	41962	-71 136
2	Oct.	41 962	184	0	140811	175564	
3	Nov.	175564	139	0	178709	342043	
4	Déc.	342043	104	0	264971	458574	133 590
5	Jan.	458574	83,9	0	260373	458574	245 224
6	Fév.	458574	111	0	215022	458574	197 942
7	Mars	458574	134	0	170622	458574	151 903
8	Avr.	458574	152	91292	121624	458574	10 331
9	Mai	458574	183	109673	80871	408 489	
10	Juin	408 489	227	136019	41228	292 846	
11	Juil.	292 846	255	152562	13003	137 511	
12	Août	137 511	261	156238	18553	41 962	-50 077

Tableau (III-9):  $A_5 = 0,6V_{80\%}$

N°	Mois	Volume initial, m3	Evaporation, mm	Restitution, m3	Écoulement, m3	Volume final, m3	Volume rejet, m3
1	Sep.	41962	245	176458	79920	41962	-100 546
2	Oct.	41962	184	0	140811	175564	
3	Nov.	175564	139	0	178709	342043	
4	Déc.	342043	104	0	264971	458574	133 590
5	Jan.	458574	83,9	0	260373	458574	245 224
6	Fév.	458574	111	0	215022	458574	197 942
7	Mars	458574	134	0	170622	458574	151 903
8	Avr.	458574	152	109551	121624	450789	
9	Mai	450789	183	131608	80871	379452	
10	Juin	379452	227	163223	41228	238434	
11	Juil.	238434	255	183075	13003	56624	
12	Août	56624	261	187486	18553	41962	-159 085

Les résultats du calcul de la régularisation sous terme de restitution et rejets sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (III-10) : La somme des rejets et restitution

Restitution, m <sup>3</sup>	Rejet, m <sup>3</sup>
317141	1 058 844
475711	910 052
634282	764 965

La figure qui suit montre la dépendance de la restitution et les rejets.

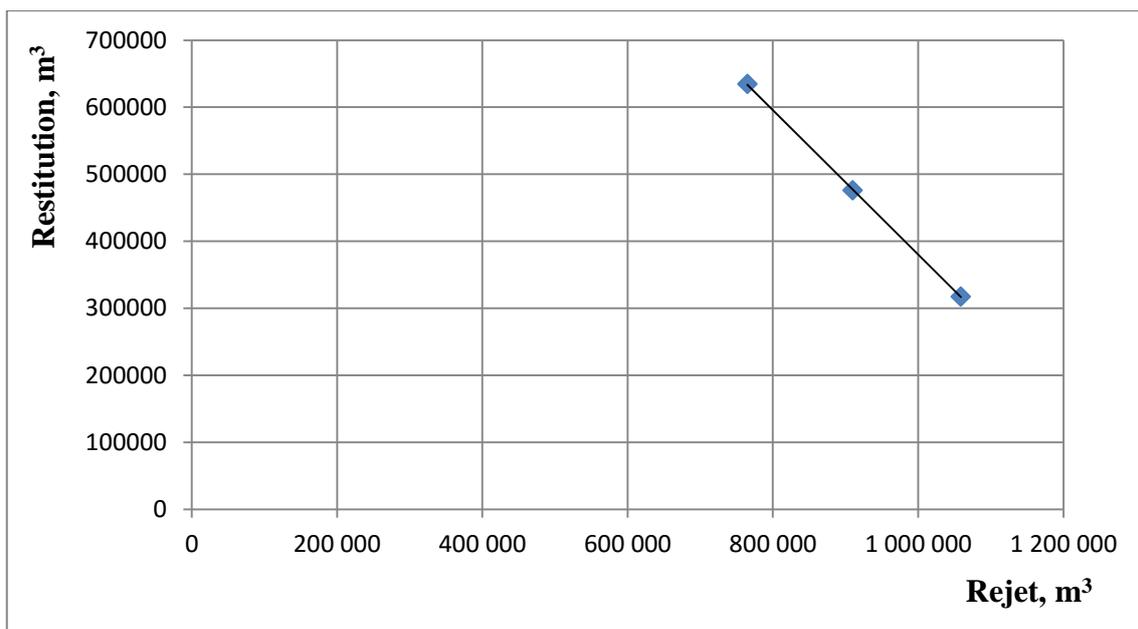


Figure (III-6) : Relation entre la restitution et les rejets

La dépendance entre la restitution et les rejets est linéaire pour les restitutions  $A_1$ ,  $A_2$  et  $A_3$ , on déduit que la régularisation est bonne. Elle peut combler les déficits des mois d'août et septembre contrairement aux restitutions  $A_4$  et  $A_5$ .

### **III.5. Conclusion**

Le calcul de la régularisation est fondé sur l'établissement de relation entre les principales caractéristiques morphométriques ;  $S(H)$ ,  $V(H)$  et  $S(V)$ . Ces calculs sont fondés sur l'équation du bilan hydrique dans la retenue. Les valeurs de la restitution sont estimées proportionnellement aux valeurs de l'ETP. Les calculs sont réalisés pour un pas de temps mensuels. Via un processus informatique qui nous a permis de gagner beaucoup de temps et déterminer des résultats fiables. Ces dernières sont données sous formes analogiques et graphiques.

*CHAPITRE IV*

**ESTIMATION DES DÉBITS MAXIMA DES CRUES  
ET LAMINAGE DES CRUES**

**IV.1. Introduction**

La prévision d’une crue est une question importante pour le dimensionnement de l’évacuateur de crue. En estimant les caractéristiques de l’hydrogramme de crue et le débit maximum, on peut projeter l’hydrogramme de crue. Ensuite, on détermine le débit laminé et la largeur optimale de l’évacuateur de crue. Pour assurer la sécurité et la durabilité de l’ouvrage, et la protection des zones avale contre les inondations causées par les hautes crues

**IV.2. Estimation du temps de concentration**

Le temps de concentration est la durée que met la phase maximale d’une crue pour couvrir une distance donnée dans un cours d’eau.

L’estimation du temps de concentration est faite par les différentes formules suivantes:

**a. Formule de Befani A.N.**

Le temps de concentration est estimé par, [2] :

$$t_c = \frac{l_{c.e}}{v_c} \quad \text{en heures. .... [IV-1]}$$

où:

$l_{c.e}$  : La longueur du cours d’eau principale, en *km*.

$v_c$  : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en *km/h*.

La vitesse de concentration pour les petits bassins versants selon Befani A.N est :

$$v_c = 0.75 S^{1/5} I^{1/3} \quad \text{..... [IV-2]}$$

où :

$S$  : La superficie du bassin versant, en *km<sup>2</sup>*.

$I$  : La pente moyenne du cours d’eau principale, en *‰*.

**b. Formule de Giandotti**

Développée en Italie et la plus utiliser, elle exprimé comme suite, [30]:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5l_{c.e}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{en heures..... [IV-3]}$$

où :

$H_{moy}$  : Altitude moyenne, en *m*.

$H_{min}$  : Altitude minimale, en *m*.

$l_{c.e}$  : Longueur du cours d’eau principale, en *km*.

$S$  : Superficie du bassin versant, en *km<sup>2</sup>*.

**c. Formule Goptchenko**

Le temps de concentration est exprimé pour la zone, [10]:

$$t_c = \frac{l_{c.e}}{1.19 S^{1.14} I^{0.33}} \quad \text{en heures..... [IV-4]}$$

où :

$l_{c.e}$  : Longueur du cours d'eau principale, en km.

$S$  : Superficie du bassin versant, en km<sup>2</sup>.

$I$  : Pente moyenne du cours d'eau principale, en ‰.

**d. Formule de Kirppich**

Développé en Pennsylvanie, elle est exprimée comme suite, [4]:

$$t_c = 0,945 \frac{l_{c.e}^{1.115}}{I^{0.995}} \quad \text{en heures. .... [IV-5]}$$

où :

$l_{c.e}$  : Longueur du cours d'eau principale, en km.

$I$  : Pente moyenne du cours d'eau principale, en ‰.

**e. Formule de Sogreah**

Cette formule est développée pour le compte de l'A.N.R.H. exprimé par :

$$t_c = 3 \cdot \left( \frac{S l_{c.e}}{(10.I)^{3/2}} \right)^{1/4} \quad \text{en heures. .... [IV-6]}$$

où :

$l_{c.e}$  : Longueur du cours d'eau principale, en km.

$S$  : Superficie du bassin versant, en km<sup>2</sup>.

$I$  : Pente moyenne du cours d'eau principale, en ‰.

Les résultats obtenus pour l'estimation du temps de concentration, par des différentes formules sont représenté sur le tableau (IV-1).

Tableau (IV-1) : Temps de concentration estimée par des différentes formules.

Formule utilisé	Le temps de concentration calculé
<i>Béfani</i>	1,02 h
<i>Giandotti</i>	1,60 h
<i>Goptchenko</i>	1 h
<i>Kirppich</i>	1,03 h
<i>Sogreah</i>	1,70 h

**f. Formule de Ladjel**

Cette formule est développée pour estimer le temps de concentration des oueds, fondée par des données récolté dans des régions semi-arides. Elle tient compte des différents périodes de retour de la crue, [14].

$$t_c = \frac{l_{c.e}}{a'S^{b'}I^{0,34}} \quad \text{en heures. .... [IV-7]}$$

où :

$l_{c.e}$  : Longueur du cours d'eau principale, en km.

$S$  : Superficie du bassin versant, en km<sup>2</sup>.

$I$  : Pente moyenne du cours d'eau principale, en %.

$a', b'$  : Paramètres dépendant de la fréquence  $P\%$ , tel que :  $a' = \frac{1,08}{P^{0,14}}$  ,  $b' = 0,17P^{0,08}$  .

Le tableau (IV.2) contient les résultats d'estimation obtenus par la formule de Ladjel pour les différentes fréquences  $P\%$ .

Tableau (IV-2) : Résultats de calcul du temps de concentration par la formule de Ladjel.

$P$ (%)	0.1	1	2	5	10
$a'$	1,491	1,080	0,980	0,862	0,782
$b'$	0,141	0,170	0,180	0,193	0,204
$t_c$	0,766	0,989	1,066	1,174	1,261

On constatera qu'avec l'augmentation du débit fréquentiel  $Q_{1\%}$ , le temps de concentration diminu.

**g. Analyse et critique des résultats.**

Le choix de la formule la mieux adaptée pour l'estimation du temps de concentration dans l'oued, doit inclure les paramètres morphométriques et climatiques.

Après l'analyse des résultats des différentes formules, on considéré que la formule de Ladjel vérifie pour les conditions climatique analogue à celle de l'Algérie, elle donne des valeurs vraisemblables qui tient compte des fréquences de l'évènement.

**IV.3. Pluie courte durée**

La détermination des pluies courte durée (averse) fait appelle à la méthode homologue de l'ANRH.

**IV.3.1. Caractéristiques pluviométriques**

La détermination des caractéristiques pluviométriques fait appel aux cartes, construites avec des données de l'ANRH.

Tableau (IV-3) : Caractéristiques pluviométrique de la région d'étude.

N°	Désignation	Symboles	Valeurs
1	Pluie moyenne interannuelle	$P_a$	900 mm
2	La pluie maximale journalière moyenne	$P_{max,j}$	62 mm
3	Le coefficient de variation	$C_v$	0,302
4	Coefficient climatique	$b$	0,41

**IV.3.2. Estimation des pluies de coutes durés**

Fondé sur la loi log normal, et équivaut la méthode des courbes *I.D.F* et sur la base des principaux paramétrés pluviométrique (pluie moyenne journalier annuelle  $P_{moy,j}$ , le coefficient de variation  $C_v$ , l'exposant climatique  $b$ ).

La pluie journalière maximale d'une fréquence  $P\%$ , est estimée par, [3]:

$$P_{j.p\%} = \frac{P_{max.j}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{U_{p\%} \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots [IV-8]$$

où :

- $P_{max.j}$  : Lame de pluie journalière d'une fréquence  $P\%$ , en mm.
- $C_v$  : Coefficient de variation qui caractérise la pluviométrie.
- $U_{p\%}$  : Constante de Gauss qui correspond à une fréquence  $P\%$ .

La formule ci-dessous nous calcule la pluie de courte durée, [3].

$$P_{t_c.p\%} = P_{j.p\%} \left( \frac{t_c}{24} \right)^b \dots\dots\dots [IV-9]$$

où :

- $P_{t_c.p\%}$  : Lame d'une pluie de courte durée, en mm.
- $P_{max.j}$  : Lame de pluie journalière d'une fréquence  $P\%$ , en mm.
- $t_c$  : Temps de concentration, en h.
- $b$  : Coefficient climatique.

Tableau (IV-4) : Calcule de la pluie courte durée à une fréquence  $P\%$ .

$P\%$	0,1	1	2	5	10
$P_{j.p\%}$ [mm]	147,4	118,1	107,2	96,3	86,6
$P_{t_c.p\%}$ [mm]	35,9	32	29,9	28	25,9

**IV.3.3. Estimation de la lame écoulée.**

Les caractéristiques de l'écoulement  $a$  et  $C_{50\%}$  sont tirée de la carte élaborée par Ladjel et représentées sur le tableau (IV-5).

Tableau (IV-5) : Caractéristique de l'écoulement de la région.

N	Désignation	Symbole	valeurs
1	Coefficient climatique	$a$	0,54
2	Coefficient climatique	$C_{50\%}$	0,431

La lame écoulée sur un bassin versant est partagé en deux composantes, les pertes totales en eaux pluviales: inhibition du sol, la rétention du changement des pressions dans le sol, la rétention de la couverture végétale et l'infiltration dans le sol. Le ruissellement superficiel qui engendre le débit maximum, ce débit est exprimé sous forme de lame d'eau.

**IV.3.3.1. Estimation du coefficient d'écoulement.**

Selon Ladjel, nous propose l'expression pour le calcul du coefficient d'écoulement  $\alpha_{t_c.p\%}$ . Comme suit, [13]:

$$\alpha_{t_c.p\%} = 1 - P_{t_c.p\%}^{n-1} \dots\dots\dots [IV-10]$$

et :

$$n = 1 - \frac{C_{p\%}}{\ln P_{t_c.p\%}} \dots\dots\dots [IV-11]$$

avec :

$n$  : est un exposant climatique de l'écoulement.

$\alpha_{t_c.p\%}$  : Coefficient d'écoulement.

$P_{t_c.p\%}$  : Lame d'une pluie de courte durée au temps de concentration, en  $mm$ .

$C_{p\%}$  : Coefficient d'écoulement estimé sur la base des études régionale, elle est exprimée comme suit [9] :

$$C_{p\%} = C_{50\%} e^{aU_{p\%}} \dots\dots\dots [IV-12]$$

où :

$C_{50\%}$  : Coefficient climatique moyen d'écoulement.

$a$  : Coefficient climatique qui caractérise le ruissellement.

$U_{p\%}$  : Constante de Gauss qui correspond à une fréquence  $P\%$ .

Tableau (IV-6) : Représentation des résultats coefficient d'écoulement.

$P\%$	0.1	1	2	5	10
$C_{p\%}$	2,274	1,517	1,269	1,045	0,860
$n$	0,365	0,562	0,626	0,686	0,735
$\alpha_{t_c, p\%}$	0,897	0,781	0,719	0,648	0,577

**IV.3.3.2. Calcule de de la lame écoulée et le volume de l'écoulement.**

La lame écoule est exprimée comme suite, [13]:

$$E_{p\%} = \alpha_{t_c, p\%} \cdot P_{t_c, p\%} \dots\dots\dots [IV-13]$$

où :

$E_{p\%}$  : Lame écoulée dans le bassin versant, en mm.

$P_{t_c, p\%}$  : Lame d'une pluie de courte durée, en mm.

$\alpha_{t_c, p\%}$  : Coefficient d'écoulement.

Alors, le volume écoulé est égale à :

$$V_{p\%} = 1000 \cdot E_{p\%} \cdot S \dots\dots\dots [IV-14]$$

où :

$S$  : Superficie du bassin versant, en m<sup>2</sup>.

$E_{p\%}$  : Lame écoulée, en mm.

Tableau (IV-7) : Résume les résultats de calcule du volume d'eau écoulée.

$P\%$	0.1	1	2	5	10
$E_{p\%}, mm$	31,35	24,28	20,91	17,64	14,54
$V_{p\%}, m^3$	325281	251974	217059	183096	150876

**IV.4. Projection de l'hydrogramme de crue**

**IV.4.1. Estimation de la durée du ruissellement.**

Le durée de ruissellement est le temps qui met la pluie nette pour regagné le cours d'eau. On distingue deux cas, [18]:

1<sup>er</sup> cas : Si  $t_c < T_0$  : Signifie que le bassin versant est petit.

2<sup>ème</sup> cas : Si  $t_c > T_0$  : Signifie que le bassin versant est grand.

La durée de ruissellement est exprimée pour des conditions climatologique donnée, en fonction de  $P_{j, p\%}$  :

$$T_0 = \frac{1}{3} \cdot (P_{j,p\%})^{1/2} \dots\dots\dots [IV-15]$$

où :

$T_0$  : Durée de ruissellement, en *h*.

$P_{j,p\%}$  : Lane de pluie journalière maximale d'une fréquence  $P\%$ , en *mm*.

Tableau (IV-8) : Résultats de calcul du temps de ruissellement.

<i>P</i> %	0.1	1	2	5	10
$T_0$ , <i>h</i>	4,048	3,623	3,451	3,272	3,103

**IV.4.2. Estimation du temps de base de la crue**

Le temps de base de la crue est la somme du temps de monté de la crue et le temps de décrue de la crue, donc :

$$T = t_m + t_d \dots\dots\dots [IV-16]$$

où :

$T$  : Temps de base de la crue, en *h*.

$t_m$  : Temps de monté dans l'hydrogramme de crue, en *h*.

$t_d$  : Temps de décrue dans l'hydrogramme de crue, en *h*.

Pour les petits bassins versants, le temps de monté et le temps de décrue selon Ladjel sont respectivement exprimé comme suite [21]:

$$t_m = \frac{T_0}{3} \left( 1 + 2 \frac{t_c}{T_0} \right) \dots\dots\dots [IV-17]$$

et :

$$t_d = \frac{T_0}{3} \left( 2 + \frac{t_c}{T_0} \right) \dots\dots\dots [IV-18]$$

avec :

$t_m$  : Temps de monté dans l'hydrogramme de crue, en *h*.

$t_d$  : Temps de décrue dans l'hydrogramme de crue, en *h*.

$T_0$  : Durée de ruissellement, en *h*.

$t_c$  : Temps de concentration, en *h*.

Tableau (IV-9) : Récapitulation du calcul de temps de base de la crue.

P%	0.1	1	2	5	10
$t_m$ , en h	1,860	1,867	1,861	1,874	1,875
$t_d$ , en h	2,954	2,745	2,656	2,573	2,489
T, en h	4,813	4,613	4,517	4,446	4,364

**IV.4.3. Estimation du débit maxima des crues pluviales**

L'estimation des débits maxima est réalisée par les différentes formules.

**a. Formule de Fuller**

Cette formule est rencontrée selon des différentes versions selon la région d'application. Au Maroc, Bouziane (1997), mentionne la formule suivante pour l'estimation de la crue d'une période de retour N, exprimé comme suite, [30] :

$$Q_{p\%} = \frac{4.n'}{300} (1 + c \log N) \left( S^{0.8} + \frac{8}{3} S^{0.5} \right) \dots\dots\dots [IV-19]$$

où :

$Q_{p\%}$  : Le débit maximal de l'hydrogramme de crue en  $m^3/s$ .

S : Superficie du bassin versant en  $km^2$ .

N : Période de retour, par ans.

$n'$  : Coefficient généralement pris égale à 80 en plaine et 100 en montagne. Le bassin versant se trouve dans une zone montagneuse. Donc, on prend  $n' = 100$ .

c : Coefficient variant entre 0.7 et 1.7, et peut dépasser 2 dans les régions arides. On prend la moyenne  $c = 1$ .

**b. Formule de Turazza**

Cette formule est développée en Italie, et exprimée comme suite, [28]:

$$Q_{p\%} = \frac{1}{3,6} C_r \frac{P_{ic,p\%}}{t_c} S \quad \text{En } m^3/s \dots\dots\dots [IV-20]$$

où :

$C_r$  : Coefficient de ruissellement donné en fonction des fréquences  $C_r = f(P\%)$ .

P %	0,1	1	2	5	10
$C_r$	0,8	0,7	0,6	0,55	0,5

$\frac{1}{3,6}$  : Coefficient de conversion d'unité.

$P_{t_c.p\%}$  : Lame d'une pluie de courte durée en *mm*.

$t_c$  : Le temps de concentration en *h*.

$S$  : Superficie du bassin versant en *km*<sup>2</sup>.

**c. Formule de Sokolovsky**

Parmi les formules utilisées en ex-URSS, celle de Sokolovsky qui la développée pour les petits bassins versants, dans les conditions climatiques tempérés de la partie européenne [29]:

$$Q_{p\%} = 0,28 \cdot \frac{(P_{t_c,p\%} - P_0')}{t_m} \alpha_{t_c,p\%} \cdot f \cdot S \text{ en } m^3/s \dots \dots \dots [IV-21]$$

avec :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \text{ où } f: \text{ coefficient de l'hydrogramme de crue.}$$

$\gamma$  : Coefficient qui dépend de la forme du bassin versant qui est égale à  $\gamma = \frac{t_d}{t_m}$ .

$\gamma = 2 \div 2,5$  Pour un bassin versant peu boisé perméable.

$\gamma = 3 \div 4$  Pour un bassin versant boisé perméable.

Il peut être estimé en fonction de la superficie du bassin versant, c'est-à-dire la surface du bassin versant est inférieure à 50 km<sup>2</sup>, on peut adopter la valeur de  $\gamma = 2$

$\alpha_{t_c.p\%}$  : Coefficient d'écoulement.

$P_{t_c.p\%}$  : Lame d'une pluie de courte durée, en *mm*.

$S$  : Superficie du bassin versant, en *km*<sup>2</sup>.

$P_0'$  : Les pertes initiales du ruissellement. Pour le cas le plus défavorable pour que le débit soit au maximum, les pertes initiales doit être nul alors  $P_0' = 0 \text{ mm}$ .

**d. Formule de Maillet et Gauthier**

Exprimée come suite, [31]:

$$Q_{p\%} = 2K \log(1 + 20P_o) \frac{S}{\sqrt{l_{c.e}}} \sqrt{1 + 4 \log N - \log S} \dots \dots \dots [IV-22]$$

où :  $P_o$  : Pluie moyenne interannuelle, en *mm*.

$S$  : Superficie du bassin versant, en *km*<sup>2</sup>.

$l_{c.e}$  : Longueur du cours d'eau principale, en *km*.

$N$  : Période de retour, par *ans*.

$K$  : Constante dépende des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin versant  $1 < K < 3$ , on prend  $K = 2$ .

Cette formule comprend plusieurs paramètres, elle est justifiée pour des conditions physico-géographiques d'un paysage donnée où elle est développée.

**e. Formule de Béfani**

La formule de Béfani a développée pour les petits bassins versant et les grands bassins versant. Elle est estimée pour les deux cas suivant, [2]:

1<sup>er</sup> cas : Temps de concentration  $t_c$  est inférieur à la durée de ruissellement  $T_0$ .

$$Q_{p\%} = \frac{1}{3,6} (k_1 \cdot \varphi) \left( \frac{E_{p\%}}{t_c} \right) \cdot S \dots\dots\dots [IV-23]$$

avec :

$$k_1 = 1 + \frac{1}{8 \left( \frac{T_0}{t_c} \right) - 4} \dots\dots\dots [IV-24]$$

et :

$$\varphi = 1 - \left( 1 - \left( \frac{t_c}{T_0} \right)^3 \right) \dots\dots\dots [IV-25]$$

où:

$\frac{1}{3,6}$  : Coefficient de conversion d'unité.

$E_{p\%}$  : lame écoulée dans le bassin versant, en *mm*.

$t_c$  : Temps de concentration, en *h*.

$T_0$  : Durée du ruissellement, en *h*.

$S$  : Superficie du bassin versant, en *km*<sup>2</sup>.

$k_1$  : Coefficient tient compte du passage de la forme rectangulaire à la forme réel du bassin versant.

$\varphi$  : Coefficient de la lame active de l'écoulement.

2<sup>ème</sup> cas : Temps de concentration  $t_c$  est supérieur à la durée du ruissellement  $T_0$ .

$$Q_{p\%} = \frac{1}{3,6} k_2 \left( \frac{E_{p\%}}{t_c} \right) S \dots\dots\dots [IV-26]$$

avec :

$$k_2 = 1,5 \left[ 1 - \left( 0,1 \left( \frac{T_0}{t_c} \right)^2 \right) \right] \dots\dots\dots [IV-27]$$

où :

$k_2$  : Coefficient tient compte du passage de la forme rectangulaire à la forme réel du bassin versant.

$E_{p\%}$  : La lame écoulee dans le bassin versant, en *mm*.

$t_c$  : Le temps de concentration, en *h*.

$T_0$  : Durée de ruissellement, en *h*.

$S$  : Superficie du bassin versant, en *km*<sup>2</sup>.

**f. Formule de Béjaia'2000**

Développée en 2000 par Ladjel, utilisable pour les bassins de la région Nord semi-aride de l'Algérie, [15].

$$Q_{p\%} = \frac{1}{3,6} (m_b + 1) \left( \frac{E_{p\%}}{T} \right) S \dots\dots\dots [IV-28]$$

avec :

$$m_b = 3.r \left( \frac{T}{T_0} \right) - 1 \dots\dots\dots [IV-29]$$

et :

$$r = \frac{1}{1 + \left( \frac{t_c}{T_0} \right)^{3/2}} \dots\dots\dots [IV-30]$$

où :

$T$  : Temps de base de la crue, en *h*.

$m_b$  : Coefficient de forme de la crue.

$r$  : Coefficient de réduction de l'ordonnée maximale du ruissellement a l'ordonnée maximale de l'écoulement.

$E_{p\%}$  : La lame écoulee dans le bassin versant, en *mm*.

$S$  : Superficie du bassin versant, en *km*<sup>2</sup>.

**g. Formule de Ladjel**

Cette formule est obtenue par une idéalisation de l'hydrogramme de crue, son utilisation nécessite un calcul itératif. D'après Ladjel la formule pour le calcul du débit maximum est la suivante, [23] :

$$q_{p\%} = \frac{1}{3,6} \cdot \frac{\beta}{1 - e^{-\beta}} \cdot \frac{E_{p\%}}{T} \dots\dots\dots [IV-31]$$

avec :

$$\beta = \ln \left( \frac{q_i}{q_T} \right) \dots\dots\dots [IV-32]$$

où :

$\beta$  : Coefficient de réduction de débit.

$q_i$  : Débit spécifique à une itération  $i$ .

$q_T$  : Débit caractéristique résidu il est exprimé comme suite :

où :

$$q_T = \frac{1}{3.6} k' \frac{E_{p\%}}{T} \dots\dots\dots [IV-33]$$

$E_{p\%}$  : La lame écoulée dans le bassin versant, en  $mm$ .

$S$  : Superficie du bassin versant, en  $km^2$ .

$k'$  : Coefficient dépend de la période de retour avec :  $k' = \left( \frac{1}{N} \right)^{\frac{1}{U_{p\%}}}$ .

$N$  : Période de retour par  $ans$ .

$T$  : Le temps de base de la crue, en  $h$ .

Tableau (IV-10) : Les résultats de calcul du débit maxima de la crue.

Formule	P%=0,1	P%=1	P%=2	P%=5	P%=10
Fuller	79,1	59,3	53,4	47,4	39,6
Turazza	105,2	63,4	47,2	36,7	28,8
Sokolovsky	209,8	145,7	122,2	98,4	79
M et G	235,9	192,6	177,5	161	136,2
Béfani	56,5	45,3	39,6	33,6	28
Bejaia '2000	61,9	50,7	44,7	38,4	32,2
Ladjel	68,4	50,3	43,9	35,8	29,7

**h. Analyse et critique des résultats**

Vu que les formules de **Turazza, Sokolovsky, Maillet et Gauthier** sont développée dans des conditions climatiques et physico-géographiques différent à celle du Nord de l'Algérie, La formule de **Fuller** et plus proche à l'utilisation dans les conditions autant que son domaine d'application est au Maroc et comprend des paramètres régionaux comparables à celle de l'Algérie. Alors, nous considérons que les valeurs obtenus par **Béfani, Béjaia'2000** et **Ladjel** sont vraisemblable est peuvent être prisent en considération.

**IV.4.4. Projection de l’hydrogramme de crue.**

L’image graphique de la crue pluviale est représentée par un hydrogramme, celui-ci est généralement représenté sous forme d’un triangle parabolique avec un seul pic, un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles connus est celui de **Sokolovsky**.

**Sokolovsky** considère que l’hydrogramme de crue est de forme d’un triangle parabolique à deux branches, la montée et la décrue. Elles expriment les deux phases comme suite, [29]:

a- La branche de montée.

$$Q(t) = Q_{p\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^m \dots\dots\dots [IV-34]$$

b- La branche de la décrue.

$$Q(t) = Q_{p\%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^n \dots\dots\dots [IV-35]$$

où :

$Q(t)$  : Le débit courant en  $m^3/s$ .

$Q_{p\%}$  : Le débit maximal de l’hydrogramme de crue en  $m^3/s$ .

$t$  : Le temps courant en  $h$ .

$t_m$  : Le temps de montée en  $h$ .

$t_d$  : Le temps de décrue en  $h$ .

Pour l’application de ces formules, **Sokolovsky** propose pour les petits bassins versants les valeurs des puissances respectives  $m = 2$  de la phase montée et  $n = 3$  de la phase décrue.

Les valeurs des puissances  $m = 2$  et  $n = 3$  utiliser pour la construction de l’hydrogramme qui correspond à la lame d’écoulement. Par conséquent **Ladjel** propose de corriger la puissance  $n$ , et garder la puissance  $m = 2$ ,  $n$  corriger est exprimée par la formule suivante, [17]:

$$n' = \frac{3 \frac{t_d}{t_m} (m_b + 1)}{3 \left( \frac{t_d}{t_m} \right) - (m_b + 1)} - 1 \dots\dots\dots [IV-36]$$

où :

$m_b$  : Coefficient de forme de l’hydrogramme de crue.

Sachant que la forme de la courbe de montée est proche de la forme sinusoïdale, **Ladjel** recommande de projetée les deux phases de l’hydrogramme comme suite, [21] :

a- La phase montée :

$$Q(t) = Q_{p\%} \left[ \sin \left( \frac{\pi}{2} \left( \frac{t}{t_m} \right)^m \right) \right] \dots\dots\dots [IV-37]$$

b- La phase de décrue

$$Q(t) = Q_{p\%} \left( \frac{T-t}{t_d} \right)^{n'} \dots\dots\dots [IV-38]$$

La projection de hydrogramme de crue par le modèle de **Sokolovsky** est présentée dans *Annexe 8*, pour les différents périodes de retour.

L'hydrogramme de la crue corrigée par **Ladjel** est illustré sur les figures (IV-1) pour  $P=1\%$  et la figure (IV-2) pour  $P=2\%$ .



Figure (IV-1) : Hydrogramme de la crue d'une fréquence  $P=1\%$

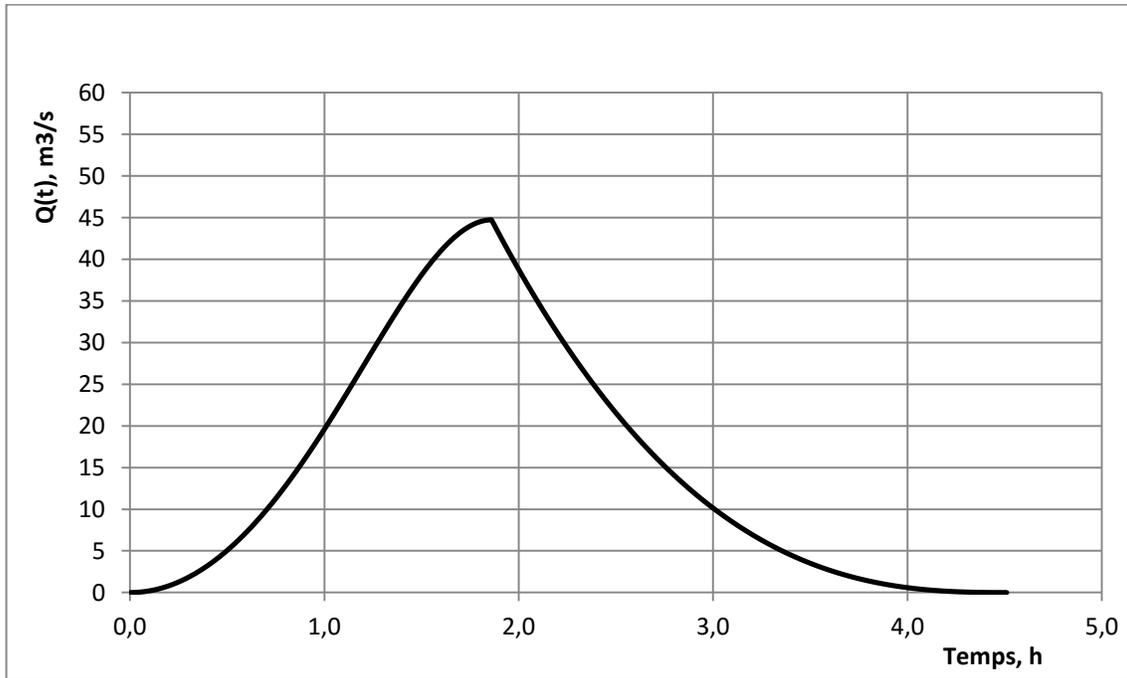


Figure (IV-2) : Hydrogramme de la crue d'une fréquence  $P=2\%$

L'hydrogramme de crue corrigé par **Ladjel** aux différents périodes de retour est présenté dans l'annexe 9.

## IV.5. Laminage de l'hydrogramme de la crue

Le Laminage des crues a pour but de diminué le débit maximal de la crue. Car, le diversement de l'eau au-dessus de la crête d'un ouvrage peut causer sa rupture, surtout quand l'ouvrage est sensible comme les retenues en terre. Pour cela on doit estimer une largeur optimale du déversoir a fin que l'ouvrage vérifie les conditions de durabilité et du non risque de rupture.

### IV.5.1. Choix de la crue du projet.

On définit la crue du projet par le choix du débit maximal de la crue à des périodes de retour assez longue, qui correspond à la durée de vie de l'ouvrage. Pour les retenue collinaire, leur duré de vie est de 100 et 50 ans qui correspond respectivement aux fréquences 1% et 2%. Donc, le choix des crues du projet sont :  $Q_{1\%} = 50,7 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $Q_{2\%} = 44,7 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### IV.5.2. Le choix de la largeur du déversoir

Le débit laminé est la réduction du débit maximum de la crue en un débit diverse à travers le déversoir sans que l'eau dépasse le niveau de la crête de la retenue.

Pour l'estimation débit laminé, on utilise la formule suivante, [7]:

$$Q = \mu_d \cdot l_r \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{2/3} \dots\dots\dots [IV-39]$$

où :

$Q$  : Débit de laminage, en  $m^3/s$ .

$\mu_d$  : Coefficient du débit, avec  $\mu_d = 0,49$

$H$  : Charge hydraulique au-dessus du déversoir où la lame d'eau laminé, en  $m$ .

$l_r$  : Largeur du déversoir, en  $m$ .

Sachant que le coefficient du degré de laminage  $r_l$  exprimé par la formule suivante, [22]:

$$r_l = \frac{k_{\min}}{k \left( \frac{V_{cr}}{V_{cr} - V_l} \right) - (k - k_{\min})} \dots\dots\dots [IV-40]$$

où :

$r_l$  : Degré de laminage.

$k_{\min}$  : Coefficient minimal de la forme du l'hydrogramme de crue, avec  $k_{\min} = 2$ .

$k$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, avec  $k = 3$ .

$V_{cr}$  : Volume de la crue, en  $m^3$ .

$V_l$  : Volume laminée, en  $m^3$ .

On pose  $\tau = \frac{V_l}{V_{cr}}$  la formule [IV-39] seras exprimer comme suite :

$$r_l = \frac{k_{\min}}{k \left( \frac{1}{1 - \tau} \right) - (k - k_{\min})} \dots\dots\dots [IV-41]$$

avec :

$\tau$  : Taux de laminage.

Sachant que le volume de la crue pour une fréquence  $P_{\%} = 1$  est  $V_{cr} = 251974 m^3$ . Pour le calcul de la formule [IV-41], on doit générer des valeurs de  $\tau$  d'une manière aléatoire, afin de trouver des volumes laminée, pour déduire la hauteur du déversoir. A savoir que le niveau normal de la retenue est 13 m la hauteur au-dessus est donner par la courbe bathygraphique  $H = f(V)$ , illustrer sur la figure suivante :

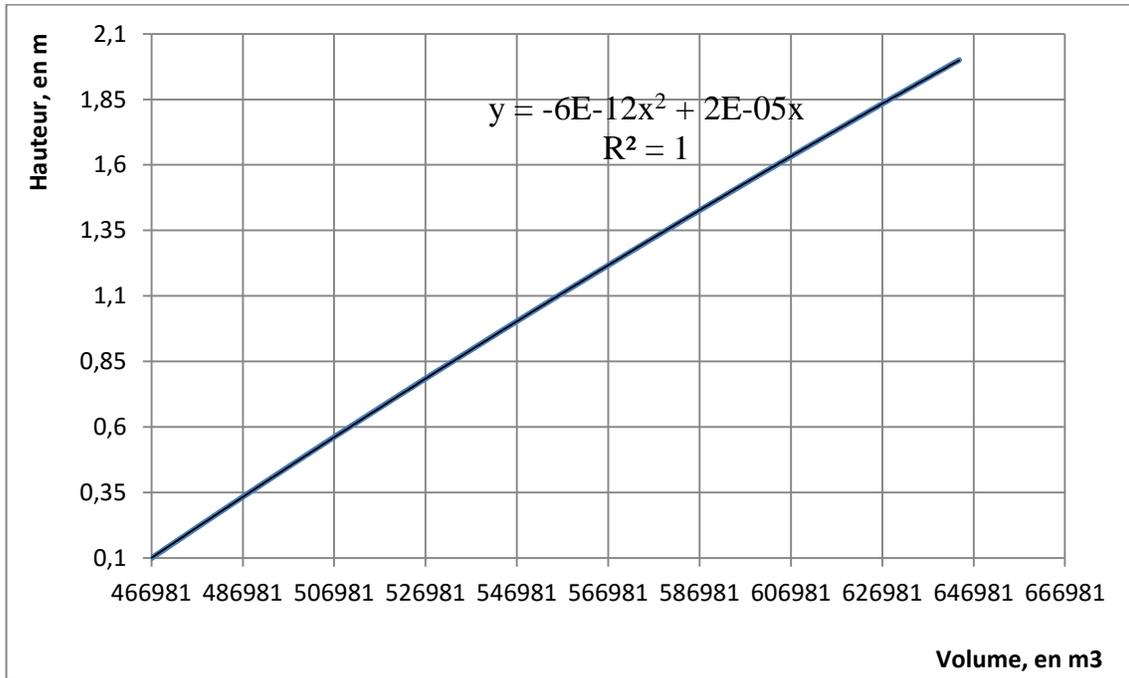


Figure (IV-3) : La hauteur au-dessus de la digue en fonction du volume du plan d'eau

On calcule le débit laminée par la relation  $Q_l = r_l \cdot Q_{p\%}$ , on peut déduire la largeur du déversoir en se basant sur la formule (IV-38) qui nous

$$l_r = \frac{Q_l}{\mu_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^{3/2}}} \dots \dots \dots [IV-42]$$

Les largeurs proposé à choisir sont présentées sur le tableau suivant :

Tableau (IV-11) : Largeurs du déversoir proposé pour le choix.

$r_l$	$H$ , en m	$l_r$ , en m	$Q_l$ , en m <sup>3</sup> /s
0,667	0,871	21,82	33,8
0,639	0,95	18,36	32,41
0,626	0,989	16,93	31,7

Parmi les résultats de ce tableau, le bon choix de la hauteur et la largeur du déversoir seras celui qui donne un bon degré de laminage qui est environ de 2/3, une hauteur inférieure à 1 m et une largeur non exagérer. Donc, on porte le choix final aux résultats suivant ;  $r_l = 0,639$ ,  $H = 0,95\text{ m}$ ,  $l_r = 18,4\text{ m}$  et  $Q_l = 32,4\text{ m}^3 / \text{s}$ .

On représente le résultat sur la figure suivante ;

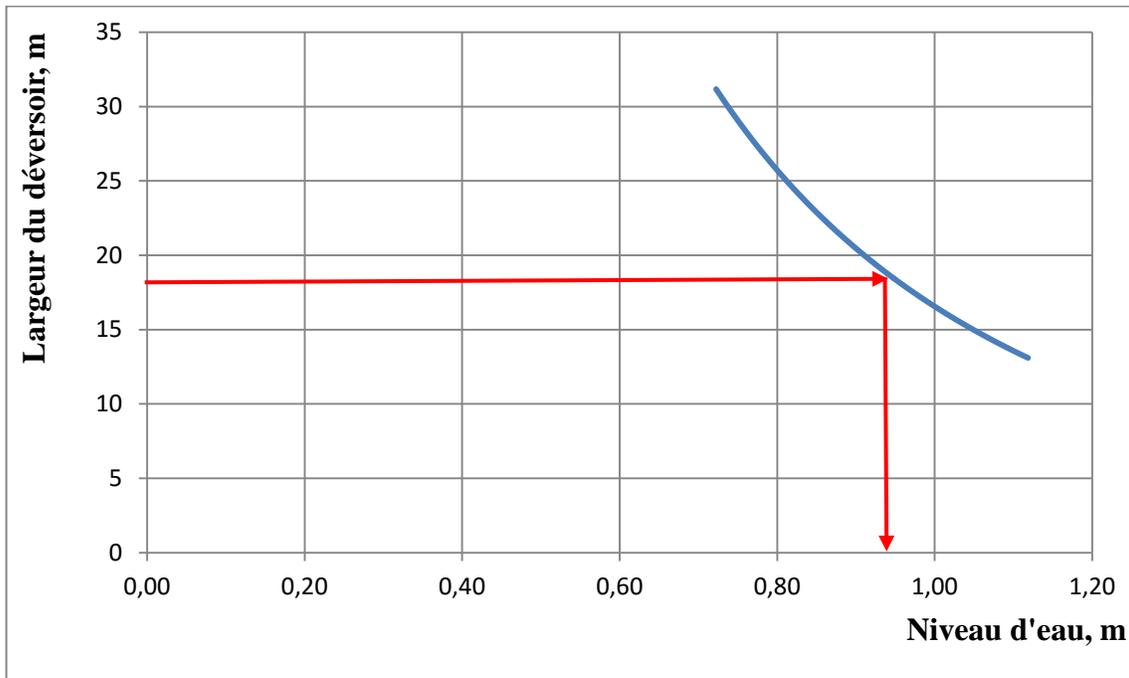


Figure (IV-4) : Représentation du niveau d'eau en fonction de sa largeur

### IV.5.2. Les caractéristiques de l'hydrogramme laminé

#### IV.5.2.1. Temps de base.

Il est exprimé par la formule suivante, [22]:

$$T' = \frac{T}{r_l} \dots\dots\dots [IV-43]$$

- où :  $T'$  : Temps de base de l'hydrogramme laminé, en  $h$
- $T$  : Temps de base de l'hydrogramme de crue, en  $h$
- $r_l$  : Degré de laminage.

#### IV.5.2.2. Temps de monté

Le temps de monté de l'hydrogramme laminé est exprimé suivant cette formule ci-dessous, [22]:

$$t'_m = \left( \frac{\gamma}{1 - r_l^{1/m_b}} + 1 \right) t_m \dots\dots\dots [IV-44]$$

- où :  $t'_m$  : Temps de monté de l'hydrogramme laminé, en  $h$
- $m_b$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue dans la formule de Béjaia'2000.
- $t_m$  : Temps de monté dans l'hydrogramme de crue par  $h$ .

$\gamma$  : Coefficient qui correspond au rapport entre le temps de décrue et le temps de monté de l'hydrogramme de crue où ;  $\gamma = \frac{t_d}{t_m}$ . C'est le coefficient de Sokolovsky.

$r_l$  : Degré de laminage.

**IV.5.2.3. Temps de décrue**

Le temps de décrue est la différence entre le temps de base et le temps monté de l'hydrogramme laminé, exprimé comme suite :

$$t'_d = T' - t'_m \dots\dots\dots [IV-45]$$

$t'_d$  : Temps de décrue de hydrogramme laminé, en *h*.

$T'$  : Temps de base de l'hydrogramme laminé, en *h*.

$t'_m$  : Temps de monté de l'hydrogramme laminé, en *h*.

**IV.5.2.4. Coefficient de forme de Bejaia**

Le coefficient est exprimé de cette façon, [22]:

$$m'_b = \left( \frac{m_b + 1}{r_l} \right) - 1 \dots\dots\dots [IV-46]$$

où :

$m'_b$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue laminé de Bejaia.

$m_b$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue dans la formule de Béjaia'2000.

$r_l$  : Degré de laminage.

Tableau (IV-12): Résultats de calcul les caractéristique de l'hydrogramme laminé

	$T'$	$t'_m$	$t'_d$	$m'_b$
$Q_{1\%}$	11,30	2,35	8,95	4,23
$Q_{2\%}$	11,06	2,32	8,74	4,24

Le tracé des hydrogrammes laminé pour les périodes de retour de  $P=1\%$  et  $P=2\%$  son illustré sur les figures (IV-5) et (IV-6).

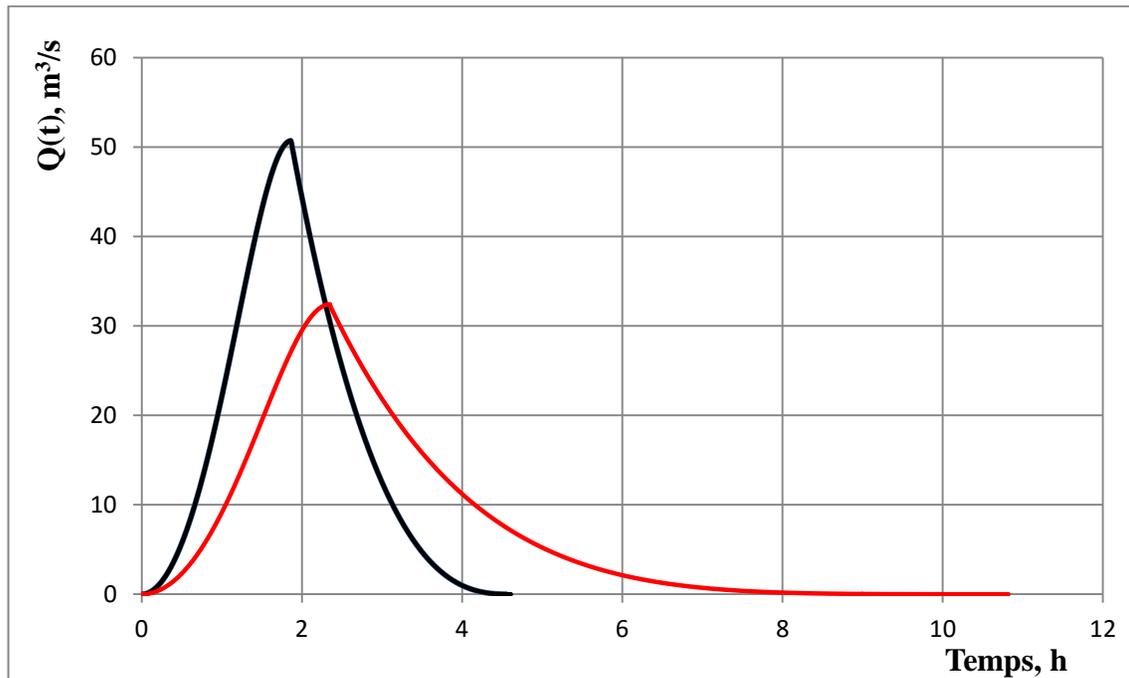


Figure (IV-5) : Hydrogramme laminé à la fréquence  $P=1\%$

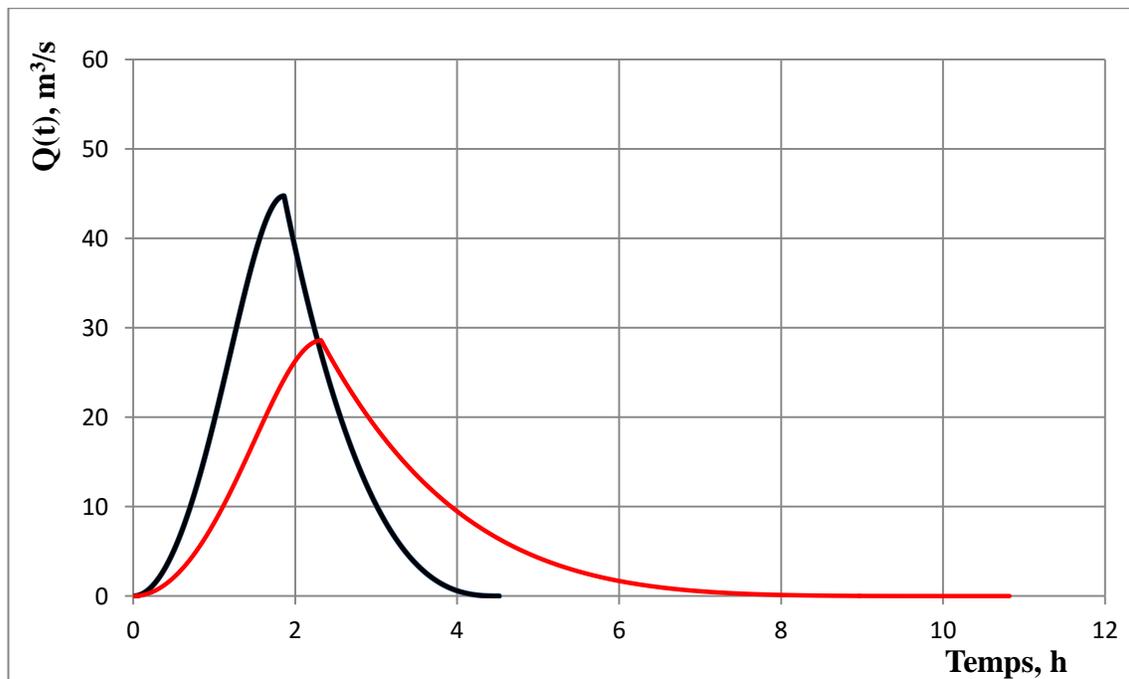


Figure (IV-6) : Hydrogramme laminé de la fréquence  $P=2\%$

## IV.6. Conclusion

La projection de l'hydrogramme de crue est une étape très importante pour connaître le comportement de la crue et le débit maximal fréquentiel qui peut être généré au niveau de la retenue et le temps qu'elle pourra durer. Ce qui nous amène à faire un laminage afin de dimensionner l'évacuateur de crue. On calculant tous les paramètres, on a réussi à déterminer la largeur de déversoir et sa hauteur respectivement  $18,4\text{ m}$  et  $0,95\text{ m}$ .

CHAPITRE V

CONCEPTION DE LA DIGUE

## V.1. Introduction

Les retenues collinaires sont généralement constituer de matériaux de construction en terre. La conception générale de la digue est effectué : on calculant les principales dimensions, protection des talus amont et aval, faire une étude des infiltrations à travers la digue pour le dimensionnement des drains et les filtres enfin vérifier la stabilité de la retenue en utilisant le logiciel *Geoslop*.

## V.2. Critères du choix du site de la retenue

Le choix du type de la retenue satisfait plusieurs paramètre comme :

- La demande en eau d'irrigation

L'activité agricole intense et les grandes surfaces agricoles demandent des quantités considérables en eau, la réalisation d'une retenue sur le site est indispensable pour satisfaire la demande en eau d'irrigation.

- Condition hydrogéologique et géologique

Il est très utile de connaître la nature des roches de la région et du site de la retenue collinaire. Les conditions hydrogéologique seront modifier suite à la réalisation de l'ouvrage notamment le tassement du cours d'eau. La localisation sur la carte géologique les différents sols à utiliser pour la construction de la digue en terre.

- Condition géotechnique

On s'intéresse à la stabilité de la digue. Ainsi, on est amené à tenir compte de coefficient de sécurité et la résistance des matériaux aux différents efforts.

- Conditions hydrologiques :

L'étude hydrologique permet d'estimer les apports en eau naturelle (pluie, ruissellement,... etc.), ainsi on peut tracer l'Hydrogramme de crue et d'étudier l'aptitude en eau de la retenue à satisfaire la demande en eau et, également partir des conditions hydrologiques on pourra dimensionner la digue de la retenue.

- conditions topographiques

Le choix du site de la retenue s'effectue d'abord sur des cartes topographiques sur les quelles, on localise les axes de digue sur les endroits les plus appropriés représentés, généralement par des courbes de niveau resserrées sur la carte topographique, qui correspond à la section la plus étroite du cours d'eau.

- conditions économiques

Elles sont traduites aux frais relatifs aux coûts des matériaux, de main d'œuvre, transport et engins de travaux plus les différents équipements de la digue, ainsi que d'éventuels frais relatifs à l'indemnisation suite à la réalisation de la retenue.

### V.3. Choix du matériau de construction

En vue de la capacité de stockage de la retenue qui correspond au niveau normal de la retenue 13 m, on a opté pour une digue en terre homogène. Le matériau de construction sera de l'argile compacté. Car :

- sont abondance dans la région.
- L'imperméabilité de ce matériau.
- Plus économique.

### V.4. Calcul des dimensions principales de la retenue collinaires

#### V.4.1. Hauteur de la retenue

La cote du niveau normal des eaux est 55 m qui correspond à 13 m. cette hauteur est majoré par la charge déversant, la marge de sécurité et les tassements. Donc, on l'exprime comme suite :

$$H_R = (NNR - Z_0) + h + R + t_s \dots\dots\dots [V-1]$$

où :

- $H_R$  : Hauteur de la retenue collinaire, en m.
- $NNR$  : Niveau normal de la retenue collinaire, en m.
- $Z_0$  : Cote a l'exutoire où en dessous de la digue, en m.
- $h$  : Charge déversant, en m, avec  $h = 0,95 m$ .
- $R$  : Revanche où la réserve de sécurité, en m.
- $t_s$  : Tassement, en m.

#### V.4.1.2. Niveau des plus hautes eaux

C'est le niveau d'eau le plus élevé sur la retenue collinaire. Qui correspond au niveau normal ajoutant la charge déversant, elle est égale à :

$$NPHE = (NNR - Z_0) + h \dots\dots\dots [V-2]$$

où :

- $NPHE$  : Niveau des plus hautes eaux, en m.
- $NNR$  : Niveau normal de la retenue collinaire, en m.
- $Z_0$  : Cote a l'exutoire où en dessous de la digue, en m.
- $h$  : Charge déversant, en m, avec  $h = 0,95 m$ .

Elle est égale à :  $NPHE = 13,95 m$ .

#### V.4.1.3. La revanche

La revanche où réserve de sécurité est la hauteur du remblai supplémentaire comprise entre la crête du barrage et le niveau des plus hautes eaux, destiné à prémunir l'ouvrage contre les effets de submersion pouvant être engendré par le déferlement des vagues, [3].

Elle est calculée par la relation suivante :

- a. Formule Stevenson, [26] :

$$R = 0,75 H_v + \frac{V_v^2}{2g} \dots\dots\dots [V-3]$$

avec :

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots [V-4]$$

et :

$$V_v = 1,5 + 0,66\sqrt{H_v} \dots\dots\dots [V-5]$$

b. Formule de Mallet et de Paquant, [26]:

$$R = H_v + \frac{V_v^2}{2g} \dots\dots\dots [V-6]$$

avec:

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \dots\dots\dots [V-7]$$

et :

$$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H_v \dots\dots\dots [V-8]$$

c. Formule simplifie, [28]:

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots [V-9]$$

où :

$R$  : Revanche où la réserve de sécurité, en  $m$ .

$H_v$  : Hauteur des vagues, en  $m$ .

$V_v$  : Vitesse des vagues, en  $m/s$ .

$g$  : Accélération de la pesanteur,  $m/s^2$ .

$F$  : Longueur maximal de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent. On l'appelle " Fetch ", en  $km$ . Avec  $F = 0,605 km$ .

Les résultats de calcul de la revanche sont simplifiés sur le tableau suivant :

Tableau (V-1) : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules

Formule	$H_v$ , en $m$	$V_v$ , en $m/s$	$R$ , en $m$
Stevenson	1,24	2,24	2,25
Mallet et Paquant	0,76	2,01	0,96
Simplifie	/	/	1,23
Moyenne			1,48

On prend la revanche est égale à  $1,50 m$ .

#### V.4.1.4. Tassement

Le tassement de la digue dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques des sols de la retenue collinaire et des fondations. Pour les retenues qui ne dépassent pas 20 m, on peut préalablement prendre le tassement compris entre 0,5% et 1,5% de la hauteur de la retenue. Donc,  $t_s = 0,20 m$ . Pour la sécurité de la retenue, on a ajouté une marge de sécurité de  $h_s = 35 cm$ .

Tableau (V-2) : Récapitulation des résultats obtenus sur la hauteur de la retenue collinaire

NNR	$h$	PHE	R	$t_s$	$h_s$	$H_R$
13 m	0,95 m	13,95 m	1,50 m	0,20 m	0.35 m	16 m

#### V.4.2. Calcul de la largeur de la crête

La largeur de la crête doit assurer les conditions suivantes :

- La sécurité contre tous les risques de submersion par l'effet des vagues.
- Circulation facile le long de la crête.

Les principales formules donnant la largeur en crête sont :

- Formule **Preece E. F.**, [36] :  $B_c = 1,1\sqrt{H_R} + 1 \dots \dots \dots [V-10]$
- Formule **Knappen**, [3]:  $B_c = 1,65 H_R^{0,5} \dots \dots \dots [V-11]$
- Formule Française, [3]:  $B_c = 3,6 H_R^{1/3} - 3 \dots \dots \dots [V-12]$

où :

$B_c$  : Largeur de la crête, en m.

$H_R$  : Hauteur de la retenue collinaire, en m.

Les résultats du calcul avec les différentes formules est donnée sur le tableau suivant :

Tableau (V-3) : Résultat de calcul de la largeur de la crête par les différentes formules.

Formule	$B_c$
Preece	5,40 m
Knappen	6,60 m
Française	6,07 m
Moyenne	6,10 m

#### V.4.3. Estimation de la longueur de la crête

D'après le plan topographique du site de la retenue collinaire et la surface du plan d'eau dans la cuvette contactant le corps de la digue sur une longueur de 320 m. Elle est représentée sur la figure ci-dessous.

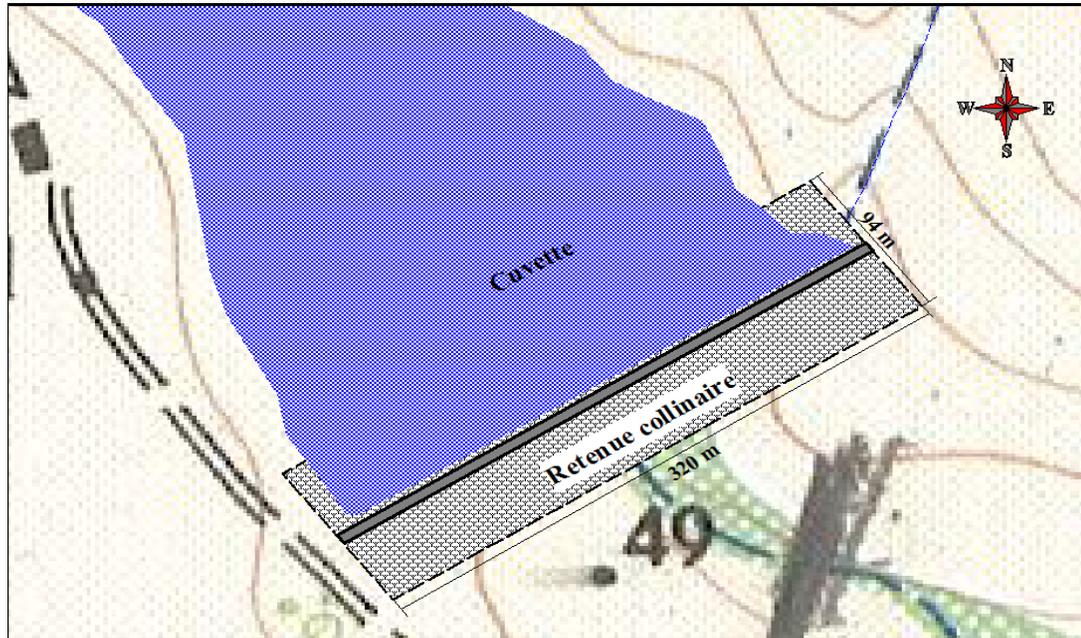


Figure (V-1) : Longueur en crête de la digue.

**V.4.4. Pente des talus amont et aval de la digue**

La pente des talus est déterminé par rapport à la hauteur et au type de digue, le tableau qui suit définit ce rapport, [4].

Tableau (V-4) : Détermination des pentes des talus

Hauteur de la digue, en m	Type de digue	Talus	
		En amont	En aval
Jusqu'à 5	Homogène	1 : 2,5	1 : 2
	Zoné	1 : 2	1 : 2
5 et 10	Homogène, granulométrie étendue	1 : 2	1 : 2
	Homogène, avec matrice argileuse	1 : 2,5	1 : 2
	Zoné	1 : 2,5	1 : 2
10 et 20	Homogène, granulométrie étendue	1 : 2,5	1 : 2,5
	Avec matrice argileuse	1 : 3	1 : 2,5
	Zoné	1 : 2,5	1 : 2,5

Le type de digue est homogène avec matrice argileuse dont la pente des talus est donnée comme suite :

- En amont : 1 : 3
- En aval : 1 : 2,5

**V.4.5. Calcul de la largeur de la base de la retenue**

La largeur de la base du barrage est donnée par la relation suivante :

$$B_b = B_c + m_1.H_R + m_2.H_R \dots \dots \dots [V-13]$$

où :

$B_b$  : Largeur de la base de la retenue collinaire, en  $m$ .

$H_R$  : Hauteur de la retenue collinaire, en  $m$ .

$B_c$  : Largeur de la crête, en  $m$ .

$m_1$  : Pente du talus amont = 3.

$m_2$  : Pente du talus aval = 2,5.

Donc, la largeur de la base de la retenue égale à  $B_b = 94 m$ .

## V.5. Protection des talus

Revêtement des talus des barrages en terre est utilisé pour éviter l'érosion par l'action des vagues et les pluies. Le type de revêtement est conditionnée par des facteurs influe sur son choix, on distingue :

- Hauteur de la monté subit.
- Fluctuation du niveau du barrage.
- Matériaux des barrages.
- Condition climatique.
- Importance de l'ouvrage.

Pour le cas des petits barrages où retenue collinaire, les revêtements utilisés pour la protection des talus sont :

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

Le type de revêtement doit être définit à partir d'une évaluation technico-économique, le caractère du sol, le corps de la digue, l'agressivité de l'eau et la durabilité de revêtement.

### V.5.1. Protection de talus amont

La protection par un revêtement rocheux de la partie amont de la digue s'étend depuis la crête jusqu'au la profondeur minimal qui correspond à la cote du terrain naturel. L'utilisation de l'enrochement est adéquate pour une bonne protection du parement amont de la digue. Pour choisir l'épaisseur de la roche, on utilise les méthodes suivantes :

- *Première méthode (utiliser par U.S Army), [36] :*

L'épaisseur minimale de la couche de l'enrochement ainsi que les dimensions des blocks sont donnée sous forme d'un tableau, en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau (V-5) : Epaisseur de l'encrochement et  $D_{50}$  minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues $H_v$ , en m	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement min, en m	Dimension minimale des blocks $D_{50min}$ , en m
0,0 - 0,3	0,30	0,20
0,30 - 0,60	0,40	0,25
0,60 - 1,20	0,45	0,30
1,20 - 1,40	0,55	0,40
1,80 - 2,40	0,70	0,45
2,40 - 3,00	0,80	0,55

Le calcul de la hauteur des vagues est donné par la formule de **Stevenson**, [V-4], qui est égale à 1,24 m. Sur le tableau, on lit que l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement  $e_{min} = 0,55 m$ . Dimension minimale d'un block  $D_{50min} = 0,40 m$ .

- Deuxième méthode, [26] :

Le calcul de l'épaisseur de la couche en encrochement est déterminé par la formule suivante:

$$e = cV_v^2 \dots\dots\dots [V-14]$$

où :

$e$  : Épaisseur de la couche en encrochement, en m.

$V_v$  : Vitesse des vagues, en m/s.

$c$  : Coefficient dépend de la pente et du poids volumique des grains solides  $\gamma_s$  de la roche, définit sur le tableau suivant :

Tableau (V-6) : Détermination de l'épaisseur de l'encrochement du talus en amont

Pente su talus	Valeurs de c pour différents poids spécifique.		
	$\gamma_s = 2,50 t / m^3$	$\gamma_s = 2,65 t / m^3$	$\gamma_s = 2,80 t / m^3$
1 : 4	0,027	0,024	0,022
1 : 3	0,028	0,025	0,023
1 : 2	0,031	0,028	0,026
1 : 1,5	0,036	0,032	0,030
1 : 1	0,047	0,041	0,038

La pente du talus amont est 1:3 et le poids volumique  $\gamma_s = 2,65 t / m^3$ . Donc, nous obtenons  $c = 0,025$ , par application numérique de la formule [V-14] on aura ;  $e = 0,13 m$ . 50% de l'encrochement doit avoir un poids unitaire " P " tel que :

$$P \geq 0,52e^2\gamma_s \dots\dots\dots [V-15]$$

Le diamètre moyen d'un block réduit à un sphère équivalent sera :

$$D_p = 3 \sqrt[3]{\frac{P}{0,524 \gamma_s}} \dots\dots\dots [V-16]$$

où :

$P$  : Poids unitaire de l'enrochement, en tonne  $\Rightarrow P \geq 0,023 t$ .

$\gamma_s$  : Poids volumique de l'enrochement, en  $t/m^3$ .

$D_p$  : Diamètre moyen d'un block, en cm  $\Rightarrow D_p = 39 cm$ .

Récapitulatif : après le calcul par les deux méthodes, on a conclue sur les dimensions suivante :

Tableau (V-7) : Caractéristique de la couche de l'enrochement

$e$	$D_{50}$	$\gamma_s$	$P$
55 cm	40 cm	2,65 $t/m^3$	0,023 t

La disposition de l'enrochement sur la digue est illustrée sur la figure suivante.

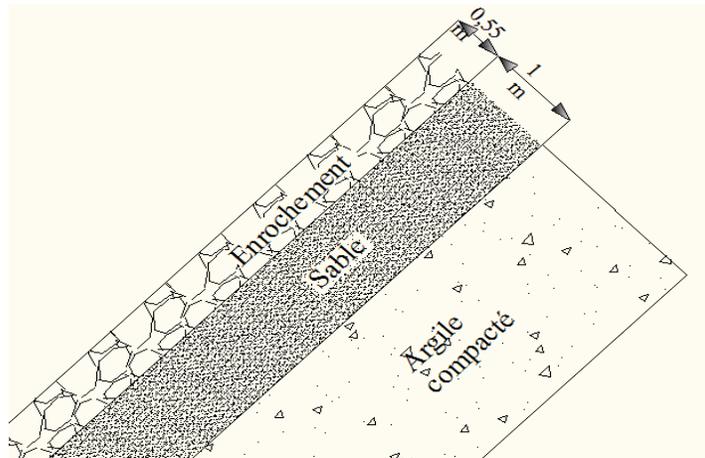


Figure (V-2) : Disposition de l'enrochement sur la digue

### V.5.2. Protection talus aval

On doit concevoir une protection contre l'érosion causé par la pluviométrie. C'est pour cela, on utilise une terre végétale à une couche d'épaisseur entre 0,20 m et 0,30 m.

### V.6. Étude des infiltrations

Aussi soit elle l'imperméabilité du corps de la digue, l'infiltration des eaux entre les particules d'argile est éminente, par conséquence, une étude des infiltrations doit être établit a cause ce que ces eaux peuvent causer sur la retenue comme compromettre sa stabilité sous l'effet de **Renard**, processus d'érosion régressive souterraine, apparition des cheminements à travers la digue sous l'effet de la pression et sans oublier la réduction du volume stocker dans la retenue.

Donc, cette étude permettre de déterminer les éléments suivant :

- La ligne de saturation massive de la retenue.
- Le débit de fuite.

- Dimensionnement des drains et les filtres.

**V.6.1. Ligne de saturation**

La ligne de saturation massive du barrage qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique qui délimite la partie sèche où humide de la parie saturé.

Tracé de la ligne de saturation.

**Kozeny** a montré que, dans un barrage en terre homogène, la ligne de saturation peut être assimilée à une parabole, dont l'équation est donnée par, [32]:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots [V-17]$$

avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d_3^2} - d_3 \dots\dots\dots [V-18]$$

où :

$d_3$  : Largeur en base diminue de  $0,7d_2$  et largeur du tapis  $l_t$ , en  $m$ .

$h$  : Niveau d'eau dans la retenue, en  $m$ .

La retenue collinaire est menée d'un drain horizontale en aval qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur de la digue. Le drain est disposé au pied aval sous forme d'un tapis le long de la longueur en crête. La largeur du tapis  $l_d$  est estime entre  $\frac{1}{2}$  et  $\frac{1}{3}$  de la largeur de la base  $B_b$ . Elle nous donne la valeur de  $l_d = 31 m$ .

- 1<sup>er</sup> cas : Niveau normal (NNR)

on a :  $NNR = 13 m \Rightarrow d_2 = m_1 \cdot NNR \Rightarrow d_2 = 39 m$

donc :  $d_3 = B_b - l_t - 0,7d_2 \Rightarrow d_3 = 35,7 m$ .

On utilisant la formule [V-18]  $y_0 = 2,29 m$ . donc  $d_1 = \frac{y_0}{2} \Rightarrow d_1 = 1,15 m$ .

On remplaçant  $y_0$  par sa valeur la formule [V-17] devient ;  $y^2 = 5,24 + 4,58x$

où :

$d_1$  : Dimension de calculer par la relation suivante  $d_1 = \frac{y_0}{2}$ , en  $m$ .

$d_2$  : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont, en  $m$ .

$d_3$  : Largeur en base diminue de  $0,7d_2$  et largeur du tapis  $l_t$ , en  $m$ .

- 2<sup>ème</sup> cas : Niveau des plus hautes eaux (NPHE)

De la même manière que le premier cas, on trouve les résultats suivant :

$PHE = 13,95 m \Rightarrow d_2 = m_1 \cdot PHE \Rightarrow d_2 = 41,85 m$ .

Donc :  $d_3 = 33,71 m \Rightarrow y_0 = 2,77 m \Rightarrow d_1 = 1,39 m$ .

Donc la formule [V-17] devient ;  $y^2 = 7,67 + 5,57x$ .

Dans le tableau suivant nous donne la variation de  $y$  en fonction de  $x$  pour les deux cas.

Tableau (V-8) : Variation de  $y$  en fonction de  $x$  pour les deux cas.

	$x$	0	1	2	5	10	15	20	25	30	33,71	35,7
1 <sup>er</sup> cas	$y$	2,28	3,13	3,79	5,30	7,14	8,60	9,84	10,94	11,94	12,63	13
2 <sup>ème</sup> cas	$y$	2,77	3,13	4,33	5,95	7,94	9,53	10,88	12,09	13,19	13,95	-

La représentation de la ligne de saturation est illustrée sur la planche.

**V.6.2. Calcul du Débit de fuite par infiltration**

Pour le calcul de débit de fuite on utilise la loi de **Darcy**, [32] :

$$q_F = A.K_p \cdot \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots [V-19]$$

où :

$I_h = \frac{dy}{dx}$ , gradient hydraulique.

$K_p$  : Perméabilité de matériaux de recharge, en  $m/s$ .

$A$  : Longueur mouillée du parement amont du barrage, en  $m$ .

$q_F$  : Débit de fuite par infiltration, en  $m^2/s/ml$ .

$dy$  : Hauteur d'eau en amont de la retenue.

$dx$  : Longueur moyenne de la ligne de saturation, il correspond à  $d_3$  dans la formule [V-18].

Les résultats obtenus pour les deux cas sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau (V-9) : Résultats de calcul de débit de fuite.

	$K_p$ , en $m/s$	$A$ , en $m$	$dx$ , en $m$	$dy$ , en $m$	$q_F$ , en $m^2/s/ml$
1 <sup>er</sup> cas	$6,36.10^{-9}$	41,1	$d_3 = 35,7$	$NNR = 13$	$9,52.10^{-8}$
2 <sup>ème</sup> cas	$6,36.10^{-9}$	44,1	$d_3 = 33,71$	$NPHE = 13,95$	$1,16.10^{-7}$

**V.6.3. Disposition du drain**

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans la retenue, il est constitué de gravier. Son rôle est d'intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer a l'aval, abaisser la ligne de saturation et éviter les réémergences sur le talus aval, minimiser les débit de fuite et minimiser les pression interstitielles dans l'ouvrage. Comme je l'ai déjà mentionnée, le drain est au pied aval sous forme d'un tapis dont, sa largeur  $l_d = 31 m$ , et sa hauteur est calculé comme suite [8].

$$q_F = \frac{K_G \cdot h_d^2}{2.l_d} \dots\dots\dots [V-20]$$

où :

$q_F$  : Débit de fuite par infiltration, en  $m^2/s/ml$ .

$h_d$  : Hauteur du drain, en  $m$ .

$l_d$  : Largeur du tapis drainant, en  $m$ .

$K_G$  : Perméabilité du drain, correspond à la perméabilité du gravier  $K_G = 10^{-4} m/s$ .

La formule [V-20] nous donne la hauteur du tapis qui soit comme suite :

$$h_d = \sqrt{\frac{2.l_d.q_F}{K_G}} \dots\dots\dots [V-21]$$

On prend le débit de fuite maximal au niveau des plus hautes eaux (NPHE), donc,  $h_d = 0,26 m$ .

La hauteur du drain est prise à  $h_d = 30 cm$ .

**V.6.4. Disposition des filtres**

Pour la sécurité de la retenue collinaire, on propose d’installer des filtres sur le parement amont de la digue au-dessous de l’enrochement pour empêcher l’apparition du phénomène de renard dans le corps de la digue. La couche du filtre va avoir  $1 m$  d’épaisseur, dont sa perméabilité est 100 fois supérieure à la perméabilité du matériau à protéger, [27]. Et vérifiant les règles établis par des essais effectués initialement par **Terzagui**, puis par office of reclamation and corps of ingénieurs :

$$5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10 \dots\dots\dots [V-22]$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots [V-23]$$

$$4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20 \dots\dots\dots [V-24]$$

où :

$D_{50}$  et  $D_{15}$  sont respectivement les diamètre des tamis laissant passer 50% et 15% du poids des grains les plus fins du filtre.

$d_{85}$ ,  $d_{50}$  et  $d_{15}$  sont respectivement diamètres du tamis laissant passer 85%, 50% et 15% des grains les plus fins constituant le matériau à protéger, [25]

Des sables grossier sont envisageables comme filtre pour le talus amont au-dessous de l’enrochement dont le diamètre  $D_{15}$  moyen ne dépasse pas  $0,5 mm$ .

Au niveau du drain en envisage mettre deux couche de filtre de  $15 cm$  de sable et  $30 cm$  de gravier pour la protection du drain.

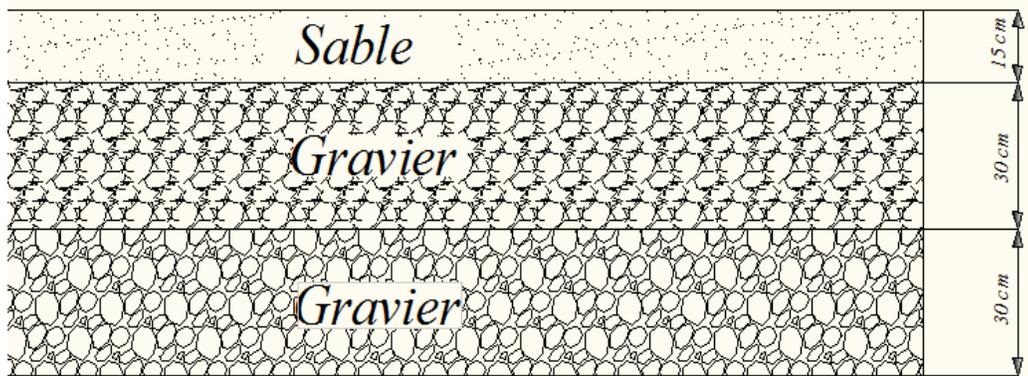


Figure (V-3) : Disposition du drain et du filtre

### V.6.5. Drain prisme

Le prisme c'est un organe de forme trapézoïdal, il est réponsus d'être le plus utilisable pour le drainage, construit au pied de la retenue, en pierre et mettre un tapis filtrants au niveau de la zone de contact avec le remblai elle aura une épaisseur  $1 m$ . la hauteur du prisme est  $0,2H = 3,2 m$  dont  $H$  est la hauteur du barrage, sa largeur en crête doit être égale à  $3 m$  pour que les engins doit circuler pour le compactage mais elle ne serait pas mise en d'autre usage. Les talus amont et aval du prisme sont donnée ;  $1/2$  parement amont et  $1/2,5$  parement aval. Ces critères dépendent du concepteur.

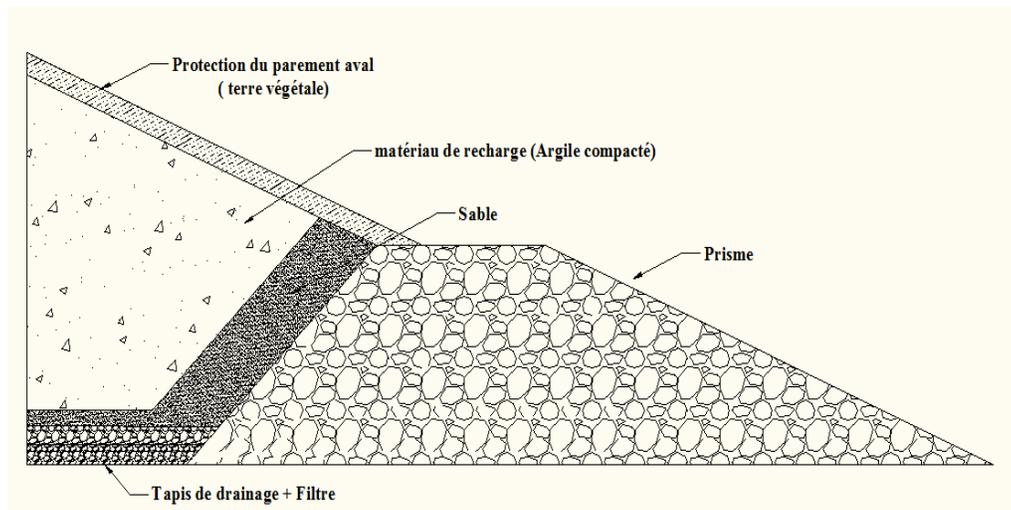


Figure (V-4) : Disposition du prisme

### V.6.6. Vérification a la résistance aux infiltrations

La résistance de la digue aux infiltrations est donnée par :  $I_n = \frac{\Delta H}{\Delta L} < I_{adm}$ .

où :

$\Delta H$  : Perte de charge dans le corps de la digue, en  $m$ .

$\Delta L$  : Longueur en base de la digue, en  $m$ .

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau suivant :

Tableau (V-10) : Gradient hydraulique admissible, [27].

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

La retenue est de classe I et le matériau de recharge est de l'argile compactée, dont  $I_{adm} = 1,5$   
 $I_h = 0,15 < I_{adm}$ , donc, la retenue est résistante vis-à-vis les infiltrations à travers de son corps.

### V.7. Etude de la stabilité

Une fois la géométrie des talus de la digue et les conditions du sol ont été déterminées, la stabilité des talus peut être déterminée et évaluée les risques de rupture à travers le calcul des facteurs de sécurité. La stabilité des talus est évaluée par des méthodes d'équilibre limite (équilibrant la résistance maximum du sol aux efforts existant sur le plan de rupture). Le plan de rupture des talus peut être causé par les contraintes de cisaillement. L'un des effets qui peut faire varier la résistance au cisaillement par sa diminution est les pressions interstitielles.

#### V.7.1. Pression interstitielle sur le corps de la digue

Les pressions interstitielles dans la retenue collinaire sont déterminées à travers une simulation avec le logiciel *Géoslop*, la figure suivante montre les charges de pression qui peuvent être disposées dans le corps de la digue lors du fonctionnement normal, c'est-à-dire la charge est en mètre colonne d'eau.

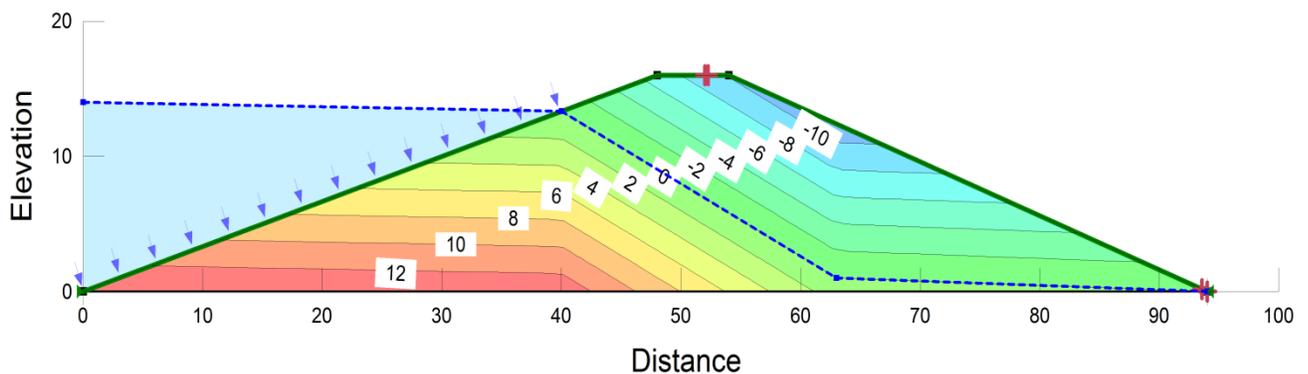


Figure (V-5) : Représente les pressions interstitielles dans la digue

### V.7.2. Détermination du coefficient de sécurité

La vérification du coefficient de stabilité doit être faite en comparant le résultat par le coefficient de stabilité admissible du talus, il est donné sur le tableau suivant, [28].

Tableau (V-11) : Coefficient de sécurité admissible.

Combinaison des charges	I	II	III	IV
Coefficient de sécurité admissible	1,2 – 1,3	1,15 – 1,2	1,1 – 1,15	1,05 – 1,10

Pour une exploitation normal (talus aval) la détermination du coefficient de sécurité est fait en aillons recours au logiciel *Géoslop*, ce logiciel peut calculer le coefficient de sécurité avec plusieurs méthodes soit linéaire ou non linéaire, circulaire ou non circulaire. La méthode de **Morgenstern-Price** est une méthode de de tranche d'équilibre statique qui s'applique en divisant la masse du sol en plusieurs surfaces verticale. Il suppose que la direction des forces entre elles, est définit par une fonction mathématique arbitraire, [25], le coefficient de sécurité est donnée par une série d'équilibre des moments et des forces. C'est la meilleure méthode, mais elle demande beaucoup de travail pour trouver le cercle critique adéquat. L'utilisation de *Géoslop* peut nous faire gagner du temps.

Pour utiliser le *Géoslop* on aura besoin des caractéristiques suivantes : poids volumique de l'argile  $23 \text{ kN/m}^3$ , coefficient de cohésion  $1,5$  et angle de frottement  $28^\circ$ . Le résultat du coefficient de sécurité affiché par *Géoslop* est présenté sur la figure suivante.

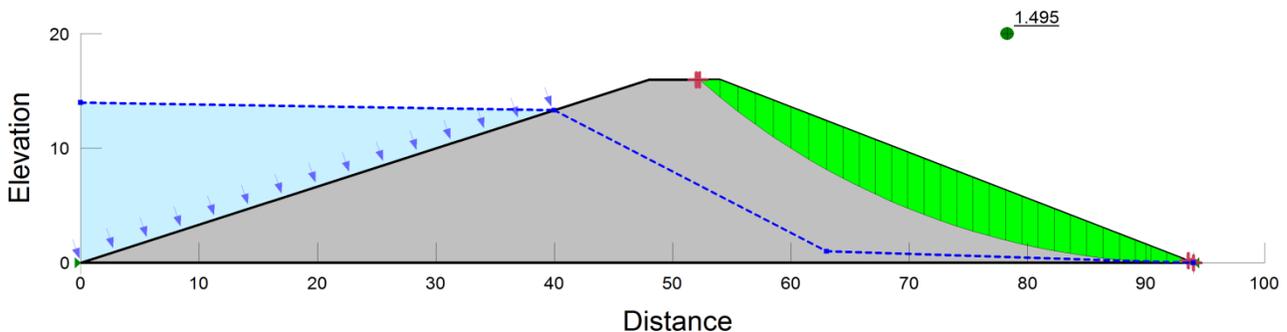


Figure (V-6) : Présentation du cercle critique

Le résultat trouvé avec la méthode de Morgenstern-Price du coefficient de sécurité est  $K_{ss} = 1,495$ , dont  $K_{ss} > K_{adm}$ . Donc la stabilité de la digue lors du fonctionnement normale est assurée.

### V.8. conclusion

Le choix du site de la retenue dépend de plusieurs facteurs, ainsi que le matériau de recharge de la digue. Le calcul des dimensions principales de la digue permet de tracer le profil général de cette dernière. La vérification à la résistance aux infiltrations à travers la digue et sa stabilité de la digue nous assure que les dimensions calculées peuvent résister aux différents efforts interne et externe.

CHAPITRE VI

OUVRAGE ANNEXE

## VI.1. Introduction

Pour compléter la conception de la retenue, on a envisagé d'installer quelques ouvrages qui permettront le bon fonctionnement de la retenue collinaire, ces ouvrages annexes sont : évacuateur de crue, prise d'eau et vidange du fond. Chaque ouvrage sera dimensionné d'une manière à ce que la sécurité et la durabilité du service de la retenue collinaire est vérifiée.

## VI.2. Evacuateur de crue

### VI.2.1. Généralité sur les évacuateurs de crue.

L'évacuateur de crue a pour objectif d'évacuer le débit de crue dans le lit de l'oued. Pour sa conception, l'installation de l'ouvrage soit sur la rive droite de l'oued.

L'évacuateur de crue de surface latéral est constitué de :

- Canal d'approche.
- Déversoir.
- Chenal d'écoulement.
- Convergent.
- Dissipateur d'énergie.
- Canal de sortie.

### VI.2.2. canal d'entrée.

Le canal amont latéral est dimensionné de telle sorte réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement l'écoulement vers le seuil déversant d'une section prismatique. Sachant que ;

- La hauteur déversant ou la lame d'eau laminée:  $H = 0,95 \text{ m}$ .
- Le débit déversant où (laminé):  $Q_l = 32,40 \text{ m}^3 / \text{s}$ .
- La revanche:  $R = 1,50 \text{ m}$ .
- Largeur du déversoir :  $l_r = 18,4 \text{ m}$ .

La hauteur du canal est estimée à  $\frac{P}{H} = 1,4$ , avec  $P_e$  est la hauteur du canal appelé aussi "Pelle", en  $m$ . donc, on calcule  $P = 1,35 \text{ m}$ .

#### VI.2.2.1. Vitesse d'approche

Le calcul de la vitesse d'approche est donné par la formule suivante, [9] :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots \dots \dots [IV-1]$$

où :

$V_a$  : vitesse d'approche dans le canal, en  $m/s$ .

$Q_{\text{projet}}$  : Débit du projet ou débit laminé  $Q_l = 32,40 \text{ m}^3 / \text{s}$ .

$S_{ca}$  : Section du canal, où  $S = h_{ca} \cdot l_c$ .

$h_{ca}$  : Hauteur déversant ajoutant la hauteur de la pelle, en  $m$ .  $h_{ca} = h + P$ ,  $h_{ca} = 2,3 m$ .

$l_c$  : Largeur du fond du canal d'approche, en  $m$ .

Cette largeur est calculée par la formule suivante [9] :

$$l_c = k_c \cdot l_r \dots\dots\dots [VI-2]$$

où :

$l_r$  : Largeur du déversoir, en  $m$ .

$k_c$  : Coefficient dépend de la largeur du déversoir, obtenue dans le tableau suivant :

Tableau (VI-1) : Coefficient  $k_c$  en fonction de la largeur du déversoir.

N	Largeur du déversoir	$k_c$
1	$l_r \leq 30 m$	1,10
2	$l_r \leq 60 m$	1,05
3	$l_r > 60 m$	1,00

On a  $l_r \leq 30 m$  donc,  $k_c = 1,10$ . La largeur du canal d'approche est  $l_c = 20,25 m$ .

$$V_a = \frac{Q_l}{h_{ca} \cdot l_c} \Rightarrow V_a = 0,70 m/s. \text{ Pour le gravier moyen dont le diamètre } D_{50} = \{15 \div 25\}, \text{ la}$$

hauteur  $H + P \approx 2$  et la vitesse admissible qui peut supporter le gravier est  $V_{adm} = \{1,35 \div 1,65\}$ .

On déduit que  $V_a < V_{adm}$ . Donc pas de risque d'érosion ou d'affouillement.

**VI.2.2.2. Hauteur du mur du canal**

Calculer par la relation suivante [9]:

$$H_m = h + P + R \dots\dots\dots [VI-3]$$

où :

$R$  : La revanche, en  $m$ .

$P$  : Pelle du canal d'approche, en  $m$ .

$h$  : Hauteur déversant ou la lame d'eau laminée, en  $m$ .

$H_m$  : Hauteur total de mur du canal d'approche, en  $m$ .  $H_m = 3,8 m$

**VI.2.2.3. Longueur du canal d'approche**

Cette longueur est déterminée en fonction de la topographie du site.  $L_c = 11,40 m$ .

**VI.2.2.4. Pente du canal d'approche**

On utilise la formule de **Manning** pour un régime uniforme, on obtient :

$$i_0 = \left( \frac{\eta_{gr} \cdot V_a}{R_H^{2/3}} \right)^2 \dots\dots\dots [VI-4]$$

où :

$\eta_{gr}$  : Coefficient de Manning pour le gravier,  $\eta_{gr} = 0.030$ .

$V_a$  : vitesse d'approche dans le canal, en m/s.

$R_H$  : Rayon hydraulique,  $R_H = \frac{S_m}{P_m} = \frac{h.L_c}{h + L_c}$ .

$i_0$  : Pente du canal d'approche,  $i_0 = 3,34.10^{-4} \text{ m/m} \Rightarrow i_0 = 0,0343 \%$ .

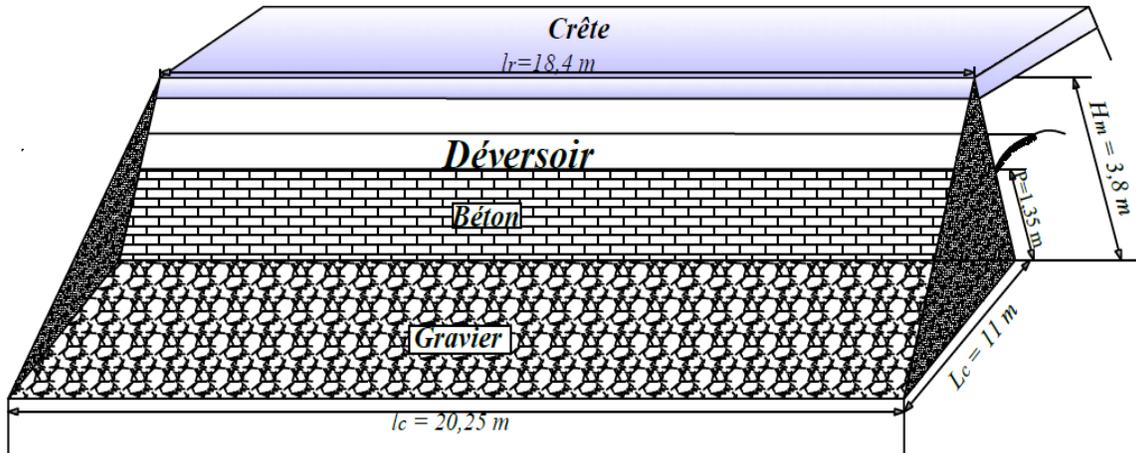


Figure (VI-1): Profil générale du canal d'approche

### VI.2.3. déversoir

Le déversoir doit avoir une courbure qui va s'épouser à la lame d'eau déversant. Le déversoir a seuil de Creager est le schéma le plus adaptable a notre situation, il est illustrer sur la figure suivante :

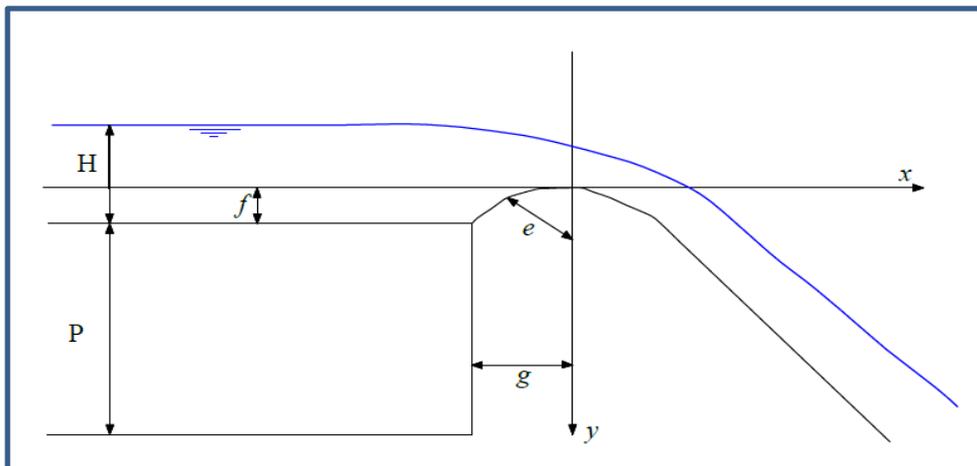


Figure (VI-2) : Les dimensions du déversoir de Creager

Ces dimensions sont données par les relations suivantes, [28] :

$$e = 0,40 H \Rightarrow e = 0,38 \text{ m}.$$

$$f = 0,12 H \Rightarrow f = 0,114 m.$$

$$g = 0,3 H \Rightarrow g = 0,29 m.$$

Les coordonnées du profil du déversoir est donnée par la formule suivantes, [7]:

$$y = 0,5 \frac{x^{1,85}}{H^{0,85}} \dots\dots\dots [VI-5]$$

Tableau (VI-2) : Les coordonnées de profil du déversoir

x	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
y	0	0,145	0,522	1,106	1,883	2,845	3,986	5,302	6,788

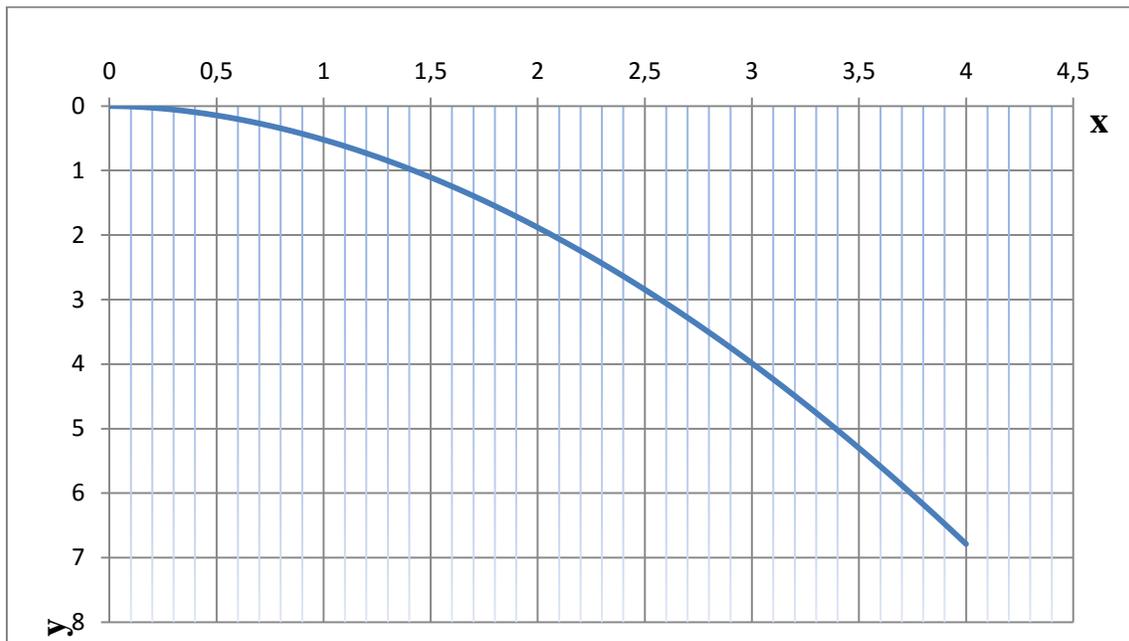


Figure (VI-3) : Profil du déversoir

**VI.2.4. Chenal d'écoulement.**

Le chenal d'écoulement suit directement le déversoir. Les caractéristiques du chenal sont :

- Débit d'écoulement ;  $Q_l = 32,40 m^3 / s$ .
- Largeur du chenal ;  $l_r = 18,4m$ .
- La pente du chenal ;  $i_{ch} = 0,1\%$
- La longueur du chenal ;  $L_{ch} = 20 m$ .

La pente et la longueur du chenal sont conditionnées par la topographie du site et l'écoulement dans le chenal doit être fluvial pour permettre le passage au régime torrentiel.

**VI.2.4.1. Calcul de la profondeur critique**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{Q_l}{l_r}\right)^2} \dots\dots\dots [VI-6]$$

où :

- $Q_l$  : Débit laminée, en  $m^3/s$ .
- $l_r$  : Largeur du déversoir, en  $m$ .
- $g$  : Accélération de la pesanteur,  $m/s^2$ .
- $h_c$  : Profondeur critique, en  $m$ , on obtient  $h_c = 0,68 m$ .

**VI.2.4.2. Calcul la profondeur normal**

On appliquant la formule de Chézy, on détermine la profondeur normale, [28] :

$$Q_l = S.C.\sqrt{R_H i_{ch}} \dots\dots\dots [VI-$$

7]

où :

- $S$  : Section du canal, où  $S = h_{ca} \cdot l_c$ .
- $R_H$  : Rayon hydraulique,  $R_H = \frac{S_m}{P_m} = \frac{l_r \cdot h_n}{l_r + 2 \cdot h_n}$ , en  $m$ .
- $i_{ch}$  : La pente du chenal, en %.
- $C$  : Coefficient de Chézy, avec  $C = \frac{R_H^{1/6}}{\eta_b}$ .

On faisant des substitutions, et le développement de la formule de Chézy, on obtient le résultat suivante :

$$Q_l = \frac{1}{\eta_b} \cdot \sqrt{i_{ch}} \cdot \left(\frac{h_n \cdot l_r}{2 \cdot h_n + l_r}\right)^{2/3} h_n \cdot l_r \dots\dots\dots [VI-8]$$

où :

- $Q_l$  : Débit laminée, en  $m^3/s$ .
- $\eta_b$  : Rugosité du béton lisse avec  $\eta_b = 0,014$ .
- $h_n$  : Profondeur normal du chenal d'écoulement, en  $m$ .
- $l_r$  : Largeur du chenal d'écoulement, en  $m$ .
- $i_{ch}$  : Pente du chenal d'écoulement, en %.

Par un calcul itératif utilisant la formule [VI-8]. Et comparer avec le débit, on obtient la hauteur normal  $h_n = 0,893 m$ .

**VI.2.5. Convergent**

L'utilité d'un convergent est de passer du régime supercritique au régime subcritique. Une transition subcritique (convergent) est recommandée, parce que, elle est simple à réaliser. Pour la conception on a utilisé la méthode de Sevchenko qui recommande les conditions suivantes, [9] :

- Condition 1 :  $0,39 \leq \frac{l_r}{l_t} \leq 0,87$  Condition à respecter :

- Condition 2:

$$\theta = \text{arc tg} \left( \frac{l_r - l_t}{2L_t} \right) \dots\dots\dots [VI-9]$$

où :

- $\theta$  : Angle vifs de des parois du convergent avec l'horizontale.
- $l_r$  : Largeur du déversoir qui correspond à la largeur du début du convergent, en *m*.
- $L_t$  : Longueur du convergent, en *m*.
- $l_t$  : Largeur a la sortie du convergent, en *m*.

**VI.2.5.1. Calcul de la largeur à la fin du convergent**

Le calcul de la largeur de la fin du convergent est procéder de cette manière :

$$P^* = \left( y_1 + \frac{Q_t^2}{18,46.l_r^2.y_1^2} \right) - h \dots\dots\dots [VI-10]$$

où :

- $P^*$  : Hauteurs des parements des eaux en aval, en *m*.
- $l_r$  : Largeur du déversoir qui correspond a la largeur du début du convergent, en *m*.
- $h$  : Lamme d'eau déversant, en *m*.
- $y_1$  : Niveau d'eau au début du convergent, en *m*. calculer par la formule suivante :

$$y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_t^2}{88,29.l_t^2}} \dots\dots\dots [VI-11]$$

Donc :  $y_1 = 0,33 \text{ m} \Rightarrow$  on remplaçant  $y_1$  dans la formule [VI-9] on aura ;  $P^* = 0,92 \text{ m}$ .

La largeur à la fin du convergent est donnée par :

$$l_t = 0,70 \sqrt{\frac{Q_t^2}{g.P^{*3}}} \dots\dots\dots [VI-12]$$

où :

- $l_t$  : Largeur a la sortie du convergent, en *m*.
- $P^*$  : Hauteurs des parements des eaux en aval, en *m*.
- $g$  : Accélération de la pesanteur,  $m/s^2$ .

Donc la largeur à la fin du convergent est  $l_t = 8,20 \text{ m}$ .

#### VI.2.5.2. Longueur du convergent

$$L_t = 1,60(l_r - l_t) \dots\dots\dots [VI-13]$$

où :

$L_t$  : Longueur du convergent, en  $m$ .

$l_t$  : Largeur a la sortie du convergent, en  $m$ .

$l_r$  : Largeur du déversoir qui correspond à la largeur du début du convergent, en  $m$ .

Donc,  $L_t = 16,32 \text{ m}$ .

#### VI.2.5.3. Niveau d'eau à la fin du convergent

$$y_2 = \sqrt[3]{\frac{Q_l^2}{g \cdot l_t^2}} \dots\dots\dots [VI-14]$$

où :

$g$  : Accélération de la pesanteur,  $m/s^2$ .

$l_t$  : Largeur a la sortie du convergent, en  $m$ .

$l_r$  : Largeur du déversoir qui correspond à la largeur du début du convergent, en  $m$ .

Le niveau d'eau à la fin du convergent est  $y_2 = 1,17 \text{ m}$ .

#### VI.2.5.4. Longueur du saut hydraulique

Le saut hydraulique est la surélévation du niveau d'eau dans le convergent. La longueur du saut est déterminée par la formule suivante, [9] :

$$L_{saut} = 22,45 \cdot y_1 \dots\dots\dots [VI-15]$$

où :

$L_{saut}$  : Longueur du saut hydraulique, en  $m$ .

$y_1$  : Niveau d'eau au début du convergent, en  $m$ .

La longueur du début du convergent jusqu'au point de la surélévation du niveau d'eau est  $L_{saut} = 7,41 \text{ m}$ .

#### VI.2.5.5. Vérification des conditions du calcul

- Condition 1 :  $\frac{l_t}{l_r} = 0,45 \Rightarrow 0,39 \leq \frac{l_t}{l_r} \leq 0,87 \Rightarrow$  condition vérifié.
- Condition 2 : avec la formule [VI-9]  $\theta = 17,35^\circ \Rightarrow 8,5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ \Rightarrow$  condition vérifié.

Calcul des pertes de charges dans le convergent, [32].

On a :  $y_1 = 0,33 \text{ m}$  et  $l_r = 18,4 \text{ m} \Rightarrow v_1 = \frac{Q_l}{S_1} = \frac{Q_l}{y_1 \cdot l_r} \Rightarrow v_1 = 5,34 \text{ m/s}$ .

et :  $y_2 = 1,17 \text{ m}$  et  $l_t = 8,2 \text{ m} \Rightarrow v_2 = \frac{Q_t}{S_2} = \frac{Q_t}{y_2 \cdot l_t} \Rightarrow v_1 = 3,30 \text{ m/s}$ .

$$\Delta H_{con} = \kappa \frac{(v_2 - v_1)^2}{2g} \dots\dots\dots [VI-16]$$

où :

$\kappa$  : Coefficient dépend du type de convergent. On utilise un convergent progressifs à angle vifs, le coefficient  $\kappa = 0,3$ . Donc les pertes de charges dans le convergent est  $\Delta H_{con} = 0,063 \text{ m}$ .

**VI.2.6. Coursier**

Le coursier est la partie de l'évacuateur de crue qui permet le passage de l'eau de la cote du déversoir vers l'aval. Les caractéristique du coursier est donner par :

- La longueur du coursier est déterminée d'après le plan topographique,  $L_{coursier} = 30 \text{ m}$ .
- Sa largeur correspond à la largeur du fin du convergent.  $l_{coursier} = l_t = 8,20 \text{ m}$ .
- La pente du coursier est donnée par le plan topographique, on analysant le relief à l'aval du bassin versant, elle est égale à  $i_{cou} = 20 \%$ .
- La profondeur critique dans le coursier correspond au niveau d'eau à la fin du convergent, qui est calculer par la formule [VI-14], et on a obtenue  $h_c = 1,17 \text{ m}$ .

**VI.2.6.1. Pente critique**

Le calcul de la pente critique pour un régime uniforme exige l'utilisation de la formule suivante :

$$Q_t = S_c \cdot C_c \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots [VI-17]$$

Sachant que pour un régime critique le nombre de Froude  $\mathbb{F}_r^2 = 1$ .

$$\frac{Q_t^2 \cdot l_t}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots [VI-18]$$

On divisant la formule [VI-17] sur [VI-18] on obtient la relation suivante :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots [VI-19]$$

On a :  $C_c = \frac{R_c^{1/6}}{\eta_b}$  et  $R_c = \frac{S_m}{P_m} = \frac{l_r \cdot h_c}{l_r + 2 \cdot h_c}$ , on aura ;  $I_{cr} = 2,55 \cdot 10^{-3} = 0.255 \%$ .

**VI.2.6.2. La hauteur normale du coursier**

L'utilisation de [VI-8], nous permet de calculer la hauteur normale de l'eau dans le coursier. Et on obtient le résultat suivant  $h_n = 0,363 \text{ m}$

**VI.2.6.3. Nombre de Froude à la fin du coursier**

Le nombre de Froude est Obtenu par la formule suivante :

$$\mathbb{F}_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_n}} \dots\dots\dots [VI-20]$$

où :

$h_n$  : Hauteur normale dans le coursier, en *m*.

$\mathbb{F}_r$  : Nombre de Froude.

$V$  : Vitesse à la fin du coursier, est égale à :  $V = \frac{Q_i}{S} = \frac{Q_i}{l_i \cdot h_n} = \frac{32,4}{8,2 \cdot 0,363} = 10,88 \text{ m/s}$

Donc, le nombre de Froude est égale à :  $\mathbb{F}_r = \frac{10,88}{\sqrt{9,81 \times 0,363}} = 5,76$ .

Les dimensions des parois du canal sont données par l'expression

$$h_p = h_n + h_{libre} \dots\dots\dots [VI-21]$$

où :

$h_{libre}$  : Hauteur libre entre 0,5 et 1 m,

$h_n$  : Profondeur normal, en *m*.

$h_p$  : Hauteur des parois dans le canal, en *m*.

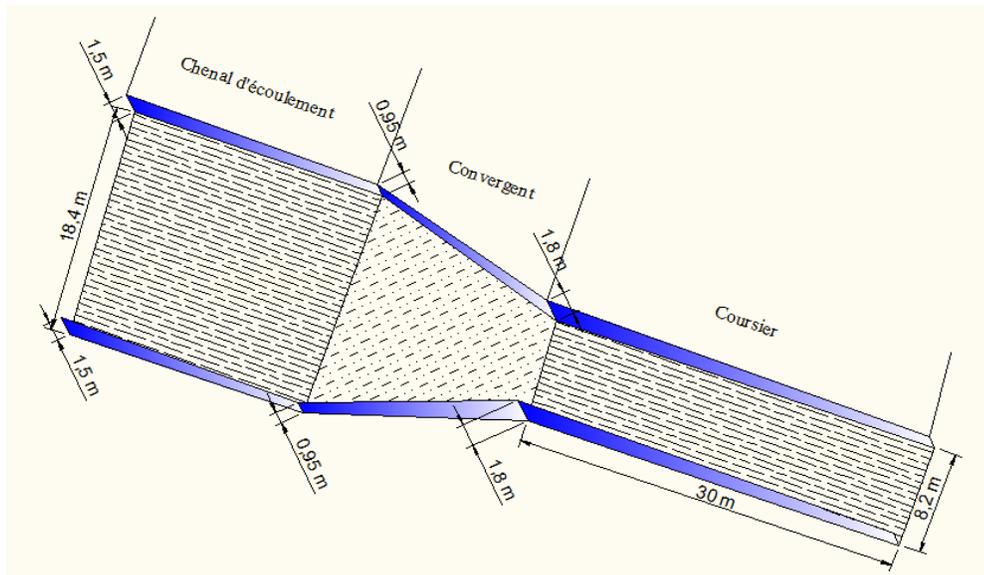


Figure (VI-4) : Profil du canal (chenal d'écoulement, convergent et coursier)

Le régime à la fin du coursier est torrentiel. Pour cela il va falloir installer un dissipateur d'énergie adéquat.

**VI.2.7. dissipateur d'énergie.**

**VI.2.7.1. Choix du dissipateur d'énergie**

L'installation d'un dissipateur a pour rôle de chasser l'énergie cinétique de l'eau à la fin de coursier. Et pour cela on a choisis d'installer un dissipateur de type bassin de chute ou de plongée.

Le choix de cet organe est justifié par rapport à l'état du sol (terre agricole), facile à dimensionner, à installer et stable pendant la mise en œuvre.

**VI.2.7.2. Dimensionnement du bassin de chute**

Pour le dimensionnement du bassin il faut choisir quelque paramétré  $H_D = 3 m$  et  $h_{chute} = 2,5 m$ , il correspond respectivement à la hauteur de chute par rapport au fond de la cuvette, hauteur nette de la chute.

D'après l'Abaque 1 dans l'annexe, on à  $\frac{q^2}{g.H_d^3} = 0,06$  faire une projection est on trouve :

$$\frac{y_2}{H_d} = 0,38 \Rightarrow y_2 = 1,14 m \text{ et } \frac{y_1}{h_{chute}} = 0,18, \text{ prendre la courbe qui à } \frac{y_1}{h_{chute}} = 0,6 \Rightarrow \frac{L_{cuvette}}{H_d} = 2$$

avec:

$$L_{cuvette} : \text{Longueur de la cuvette de chute, en } m, \text{ est égale à } L_{cuvette} = 6 m.$$

Le niveau normal de l'eau après le dissipateur est calculé par la formule [VI-8], et on prend  $\eta_{roche} = 0,030$  et  $i_h = 1$  signifie que le canal après le dissipateur est horizontal, et on trouve  $y_n = 0,286 m$ . où,  $\eta_{roche}$  est la rugosité des roches lisses et uniformes et en bonne état.

Calcul de  $L_p$  longueur aval protégé par une contre pente de 6% est calculé par la formule suivante, [32] :

$$h_{chute} = H_D + y_1 - B - 0,06L_p - y_n \dots\dots\dots [VI-22]$$

où :

$B$  : Profondeur de la cuvette par rapport à la zone protégé du lit aval, en  $m$ .

$B = 0,8 h_c = 0,94 m$ , et on prend  $B = 1 m$ . donc  $L_p = 7 m$ .

Le profil général du dissipateur d'énergie est illustré sur la figure suivante :

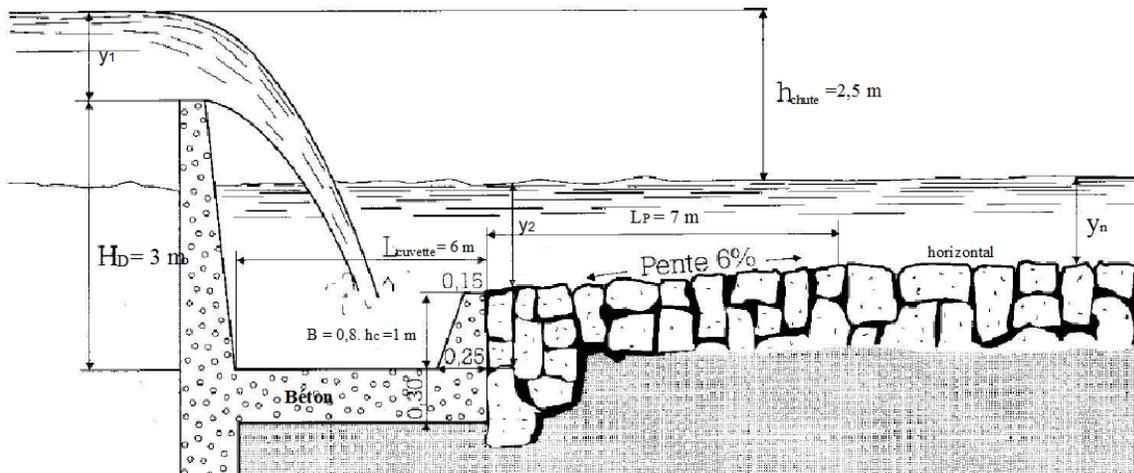


Figure (VI-5) : profil général du dissipateur d'énergie (bassin de chute)

### VI.2.8. canal de sortie.

Le canal de sortie est situé après le dissipateur a une pente horizontale sa longueur est 5 m à une hauteur normal de 0,286 m sur une couche d'enrochement, butée à la fin par un rideau palplanche pour sa stabilité. L'eau sortira du canal sur le terrain naturel pour regagner l'oued à l'aval.

## VI.3. Prise d'eau

### VI.3.1. généralité sur la prise d'eau

Pour satisfaire les besoins en en eau d'irrigation, il va falloir choisir la prise d'eau la plus adéquate. Le choix de la prise est fixé sur une prise d'eau à siphon. Cette prise d'eau est intéressante, de même facile à entretenir et une solution d'un bon investissement. Elle poser sur le corps de la digue ce qui rend l'installation de la conduite est facile, la conduite sera en acier dont ces accessoires sont :

- Une crépine à l'entrée de la conduite.
- Un clapet au-dessus de la crépine.
- Une vanne de remplissage pour l'amorçage.
- Une vanne a l'aval qui commande le débit.

L'installation de la conduite ne présente pas de difficulté, pas de risque d'infiltration des eaux et pas de force externe agis sur la conduite. Le système est simple et souple, réserver seulement pour des retenue collinaire et les petits barrages car la profondeur de submersion de l'entrée de la conduite est de 7 à 8 m.

**VI.3.2. Calcul du diamètre de la conduite**

Le diamètre de la conduite est en fonction du débit d'eau de la demande maximal en irrigation durant un mois donnée, autant que la demande en eau n'est pas fixée en termes de restitution, donc, on choisit la restitution maximale qui correspond à  $A_3$  (Voir chapitre III). La demande maximal en eau est observer durant le mois de Août à un volume de  $V_r = 124991 m^3$ . On satisfait la demande du mois pendant 31 jours à raison de 12 heures par jours.

$$Q_{max} = \frac{V_r}{T_e} \dots\dots\dots [VI-23]$$

où :

$V_r$  : Volume de restitution  $A_3$  du mois d'Août, en  $m^3$ .

$T_e$  : Durée d'irrigation du mois d'Août, en  $s$ ,

$Q_{max}$  : Débit maximale à fournir, en  $m^3/s$ .  $Q_{max} = 0,093 m^3 / s$ .

Pour le calcul du diamètre de la conduite est fait par deux méthodes :

- 1<sup>er</sup> méthode : méthode directe, [28].

On a :  $Q_{max} = \mu_c \cdot S_c \cdot \sqrt{2g \cdot H_t} \dots\dots\dots [VI-24]$

où :

$\mu_t$  : Coefficient du débit dans la conduite,  $\mu_t = 0,3$ .

$S$  : Section de la conduite circulaire, en  $m^2$ , où  $S = \frac{\pi \cdot d_c^2}{4}$

$H_t$  : Charge d'eau minimale, en  $m$ ,  $H_t = 8 m$ .

Donc, on trouve le diamètre de la conduite est égale à  $d_c = 177 mm$ .

- 2<sup>ème</sup> méthode : méthode itérative, [35].

On utilise la formule suivante :

$$R_h = \left[ \frac{Q_{max}^2}{158 \cdot H_t \cdot \left( 0,077 + \frac{\eta_c^2 \cdot L_c}{R_s^{4/3}} \right)} \right]^{0,25} \dots\dots\dots [VI-25]$$

où :

$R_h$  : Rayon hydraulique d'une conduite circulaire,  $R_h = d_c / 4$ , en  $m$ .

$\eta_c$  : Coefficient de Manning d'une conduite en acier,  $\eta_c = 0,018$ .

$L_c$  : Longueur de la conduite, en  $m$ . La longueur de la conduite est  $90 m$ , elle commence de l'entrée de la conduite au niveau de la crépine jusqu'à l'ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval.

$R_s$  : Rayon hydraulique supposé à partir d'un diamètre choisi et calculer jusqu'à ce qu'on trouve  $R_s = R_h$  et déduire le diamètre de la conduite.

Le diamètre de la conduite est égale à  $d_c = 171 mm$ . Donc, on utilise un diamètre commercialisé  $d_c = 200 mm$ .

**VI.3.3. La grille**

Le rôle de la crépine ou (la grille) est de protéger la conduite en cas d'intrusion des particules du sol à l'intérieur. Pour ne pas créer des problèmes dans la conduite comme agglomération des particules sur les parois intérieurs, ce qui va modifier la rugosité de ces parois et augmenter les pertes de charge linéaire. La crépine doit être bien fixée au tour de l'entrée de la conduite. On va utiliser une grille qui va assurer le minimum des pertes de charge à son niveau.

Et on recommande les caractéristiques suivantes de la grille.

- La forme des barres de la grille rectangulaire avec des bords vifs, dont le coefficient de forme  $\xi = 2,42$ .
- L'angle d'inclinaison des barres par rapport à l'horizontale  $\alpha_g = 45^\circ$ .
- L'épaisseur des barres de la grille  $e_g = 2 mm$ .
- Distance entre les barres  $d_b = 4 mm$ .

On a la formule suivante, [35] :

$$V_t = \frac{V_r}{1 + \frac{e_g}{d_b}} \dots\dots\dots [VI-26]$$

où :

$V_r$  : Vitesse de flux à travers la grille, (on recommande  $V_r = 1 m/s$ )

$V_t$  : Vitesse de l'eau en face de la grille, en  $m/s$ .  $V_t = 0,66 m/s$ .

La surface brute des barres de la grille est donnée par la relation  $A_{gs} = \frac{Q}{V_t} = 0,14 m^2$ .

Pour vérifier le bon choix des dimensions de la grille, les pertes charges sont calculé par, [35] :

$$PdC_g = K_r \frac{V_t^2}{2.g} \dots\dots\dots [VI-27]$$

avec

$$K_t = \xi \left( \frac{e_g}{d_b} \right) \cdot \sin \alpha_g \dots\dots\dots [VI-28]$$

où :

$K_t$  : Coefficient des pertes de charges au niveau des barres de la grille.

$\xi$  : Coefficient de forme des barres de la grille.

$e_g$  : Epaisseur des barres de la grille, en *mm*.

$d_b$  : Distance entre les barres, en *mm*.

$\alpha_g$  : Angle d'inclinaison des barres par rapport a l'horizontal.

Donc :  $k_t = 0,68 \Rightarrow PdC_g = 0,015 m$ .

Des pertes de charge minimale, donc on peut retenir les dimensions initiales de la grille.

### VI.4. Vidange du fond

La plus part des ouvrages réservoir sont muni d'une vidange du fond placer en fond du réservoir, son rôle est de laisser passer le débit courant et des petit crue éventuelle pendant la construction, vides la retenue pour la surveillance, remplacer la prise d'eau en cas de panne de cette dernière. Se basant sur le gabarit, la capacité et les dimensions de la retenue la conduite du fond doit permettre une vidange en 2 jours à raison d'un volume utile  $V_u = V_t - V_m = 416612 m^3$ .

Le débit traversant la conduite est donné par, [35] :

$$Q_v = \frac{V_u}{T_v} \dots\dots\dots [VI-29]$$

où :

$V_u$  : Volume utile, en  $m^3$ .

$T_v$  : Temps de vidange, en *sec*.

$Q_v$  : Débit de vidange, en  $m^3/s$ .  $Q_v = 2,41 m^3 / s$ .

La détermination de la section de la conduite de vidange, on utilise la formule d'écoulement en charge, [28] :

$$Q_v = \mu_v \cdot S_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z_v} \dots\dots\dots [VI-30]$$

où :

$\mu_v$  : Coefficient de débit,  $\mu_v = 0,62$ .

$S_v$  : Section de la conduite de vidange, en  $m^2$ .  $S_v = \frac{\pi d_v^2}{4}$

$z_v$  : Niveau entre le bief amont et le bief aval de la digue estimée à 3 *m*.

Le diamètre de la conduite de vidange est  $d_v = 800 mm$ , elle servira d'une conduite en charge.

### **VI.5. Conclusion**

On a dimensionné les ouvrages annexes de sorte que l'ouvrage soit en sécurité pendant la mise en œuvre. L'évacuateur de crue pourra évacuer les quantités d'eau en excès durant la crue, le diamètre de la conduite de prise d'eau pourra véhiculer un débit d'eau sans interrompre la demande en eau d'irrigation, la conduite de vidange du fond a la capacité de vider la retenue sur une durée de 2 jours, et servira d'une prise d'eau en cas de dysfonctionnement de la prise d'eau initiale.

## CONCLUSION GENERALE

Sur la base de l'étude effectuée dans ce mémoire, l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur le site est conditionnée par plusieurs paramètres :

- Les conditions topographiques permettent un emplacement adéquat sur le site de la retenue, d'où la superficie du bassin versant est petite évaluée à  $10,1 \text{ km}^2$ , mais qui engendre plusieurs affluents sur le cours d'eau principale d'une longueur de  $6,37 \text{ km}$ .
- La géologie du site est adaptable, tant que l'hydrogéologie de la cuvette contient des sols pratiquement imperméables, ce qui minimise le taux d'infiltration.
- Les quantités d'eau ruisselle sur le bassin versant sont considérables, d'où la pluviométrie dans la région est estimée à  $900 \text{ mm}$  par an, d'où l'écoulement de l'eau est estimée à  $453 \text{ mm}$  par an, ce qui génère un volume d'eau annuelle de  $1\,585\,705 \text{ m}^3$ , d'où le remplissage de la cuvette est assez rapide.
- Sur le bassin versant et ces alluvions sont représentés par des superficies agricoles (PMH). Qui seront irriguées durant la période sèche. D'après le calcul de la régularisation saisonnière en utilisant le bilan hydrique, la cuvette peut générer  $458\,575 \text{ m}^3$  au maximum qui correspond à une hauteur au niveau de l'exutoire est de  $13 \text{ m}$ , cette quantité d'eau doit être gérée selon la demande en eau d'irrigation, les pertes (par infiltration et évaporation) et les rejets, dans le but d'assurer la durabilité et la continuité de l'irrigation.

La réalisation d'une retenue collinaire sur le site n'implique aucune difficulté technique, de plus le choix du type de digue homogène en terre (Argile compactée) permet une utilisation du matériau de recharge disponible in situ.

La réalisation, préservation et la durabilité des retenues collinaires dans le développement durable du secteur d'agriculture sur tout dans le cadre du PMH, donc la faisabilité de la retenue collinaire à Tidekanine est un investissement primordial pour le développement dans le secteur d'agriculture.

## Référence bibliographie

- [1] **Ammari, A.**, " Vulnérabilité à l'Envasement des Barrages (Cas du bassin Hydrographique des Côtiers Algérois) " thèse de doctorat en science d'hydraulique, Université Mohamed Khider – Biskra, septembre 2012.
- [2] **Befani A. N.** " Fondements de la théorie de l'écoulement pluvial ". Travaux de l'OGMI, Tome XIV, 1958, 309 p. (en langue russe).
- [3] **Benmia, K.**, " Evaluation de la performance des barrages de protection contre les inondations cas de la ville de Ghazaouet ", mémoire de magister en hydraulique, université Aboubakr Belkaïd Tlemcen, 2012.
- [4] **Benidjer, N. et Mektout, K.**, « Etude de faisabilité d'une retenue collinaire sur Bethlou El-Kseur wilaya de Bejaia » mémoire de fin d'étude, Université de A-Mira de Bejaia, juin 2007.
- [5] **Bennis, S.**, " Hydraulique et Hydrologie ", 2<sup>ème</sup> édition revue et augmentée, 2009.
- [6] **Cesard. M et al.** " Hydrologie appliquée ", Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études de retenues collinaires et petites barrages, Alger, avril 2004 version Française.
- [7] **Durand. J-M. et al.** " Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale ", Editions Cemagref.
- [8] **Fell. R et al.**, "Geotechnical engineering of dams", Balkema publishers, printed in great Britain, 2005.
- [9] **Gamboa. R.L.E et García. A.A.**, " Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues ", Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études de retenues collinaires et petites barrages, Alger, avril 2004 version Française.
- [10] **Goptchenko E. D.** "A propos du calcul de la vitesse de propagation fluviale des rivières de montagne au nord-est de l'URSS ". Météorologie, climatologie et hydrologie, n° 5, 1969, 213-218 p. (en langue russe).
- [11] **Herizi. T.**, " Contribution à la méthode d'évaluation hydrologique des potentialités de stockage des barrages et des retenues collinaires ", mémoire de magistère, Université d'Oum El-Bouagui, juin 2014.
- [12] **Kritsky S. H, Menkel' M. F.**, " Les bases hydrologiques de la gestion des systèmes économiques d'eau", - M : la Science, 1982. – 271 s
- [13] **LADJEL. M.**, "Contribution à la méthode d'estimation du ruissellement des crues catastrophiques", Séminaire National sur l'Eau et l'Environnement SN2E- 12 et 13 octobre 2003, Bechar.

- [14] **LADJEL. M.**, " Contribution to the development of a method of estimate of the time of concentration of the maximum flows of the rain risings ". Journal of Fundamental and Applied Sciences. ISSN 1112-9867, ICID: 1111580, 2014, 6(1), 56-65 p.
- [15] **LADJEL. M.**, " Formule de calcul des débits maximums des crues pluviales « Béjaïa'2000 »", Journées portes ouvertes sur la spécialité d'hydraulique, le 24, 25 et 26 avril 2000, Université Abderrahmane Mira, Bejaia.
- [16] **LADJEL. M.**, " Exploitation optimale des petits barrages dans l'irrigation". Séminaire National sur l'Expérience Algérienne dans le Domaine de la Mobilisation des Ressources en eau Superficielles par les Barrages de Catégorie « II ».27 et 28 octobre 1999, Souk Ahras.
- [17] **LADJEL. M.**, "Justification des puissances de Sokolovsky relatives à la projection des hydrogrammes des crues." Colloque International sur l'Eau et l'Environnement, le 7 et 8 décembre 2004. Alger.
- [18] **Ladjel. M.**, " Méthode d'évaluation de la durée de ruissellement. (En russe) ". Conférence Internationale Scientifique et Technique- Problèmes actuels de la gestion de l'eau et de l'utilisation des ressources naturelles. 21 et 22 novembre 2007. Université de Rivne, Ukraine.
- [19] **Ladjel, M.**, " Method of optimal operation of small dam in irrigation " J Fundam Appl sci.2015 83-90.
- [20] **LADJEL. M.**, "Nouvelle voie d'évaluation des ressources hydriques superficielles "; Colloque méditerranéen eau-environnement, CMEE'200, le 2 et 3 octobre 2000, Alger.
- [21] **LADJEL. M.**, "Projection des hydrogrammes des crues pluviales des oueds d'Algérie "; (en langue russe). Journal hydrométéorologique de l'Ukraine, n° 5. Odessa, 2009.
- [22] **LADJEL. M.**, "Projection de l'hydrogramme de la crue de projet et de l'hydrogramme laminé." Premier Séminaire National sur les Sciences de la Terre au Service du Développement Durable, 26 et 27 avril 2004, Tebessa.
- [23] **LADJEL. M.**, "Method of evaluation of debits maxima of the flood rainfalls". International Workshop "River Runoff- Manima and Maxima", June 6-8, 2001, St Petersburg, Russia.
- [24] **Mozas. M et Ghosn. A.**, " État des lieux du secteur de l'eau en Algérie", Institut de Prospective Economique du Monde Méditerranéen (IPEMED), octobre 2013.
- [25] **Rahmani. N.**, " Méthode stochastique de calcul de stabilité des pentes ", mémoire de magister, université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Mars 2011.

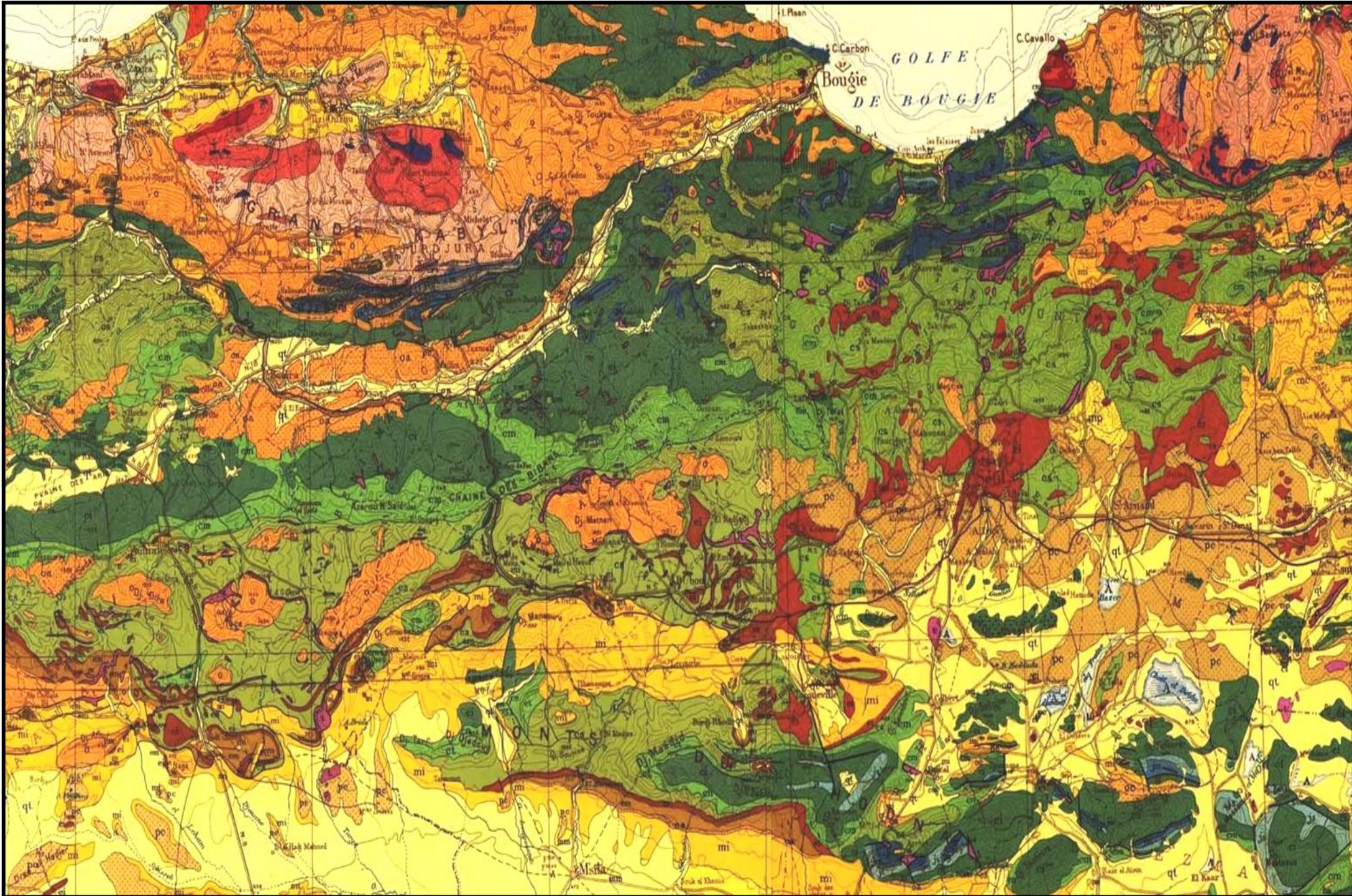
- [26] **Rodriguez, et al.**, " Procédures méthodologique pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages ", manuel de conception et projets typique des digues en terre, Alger, avril 2004 version Française.
- [27] **Saradouni F.**, " contribution à l'étude de la vulnérabilité des retenues collinaires vis - à- vis aléas naturels, dans un système d'information géographique (SIG) ", mémoire de magister, université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2013.
- [28] **Slahdji, N.**, « Etude de faisabilité d'un barrage de Bounachi sur Oued Rabta wilaya de Tizi-Ouzou » mémoire de fin d'étude d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Arbaoui Abdellah, octobre 2008.
- [29] **Sokolovsky D. L.** "Ecoulement fluvial ". Leningrad, Guidrométéoizdat, 1968, 538 p. (en langue russe).
- [30] **Taha B.M.J. O et al.**, " Synthèse des méthodes simples de régionalisation " Rapport préparé à l'attention de: Monsieur Marc Barbet, ing. M.Sc.A, Hydro-Québec Conception des aménagements de production, Hydraulique et Géotechnique, Novembre 2001.
- [31] **Touaïbia, B.**, « Manuel pratique d'hydrologie », presse Madani et frère Guerrouaou, Blida, mars 2004.
- [32] **Padoux. S.**, " Technique des barrages en aménagement rural ", Edition Eyrolles, Paris France, 1985.
- [33] **Pochat. R.**, " Evacuateur de crue", Bulletin technique de génie rural N<sup>0</sup>125, C.T.G.R.E.F.
- [34] **Vajnov. A. N.**, " Hydrologie fluvial ", université de Moscou, 1976.
- [35] **Valdés. P.L et Pérez. A.**, " Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et vidanges de fond " Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études de retenues collinaires et petites barrages, Alger, avril 2004 version Française.
- [36] **Bureau d'engineering et étude polytechnique**, " Etude et diagnostique de la retenue collinaire sur Bethlou 1 commune El-hseur ", Etude hydrotechnique, 29 coopérative immobilier "El Djazair" cité cabinet sétif.

#### Site internet

[http://sites.uclouvain.be/didacticiel-hydraulique/Lecons/Lecon\\_II\\_1/Tableau\\_n.htm](http://sites.uclouvain.be/didacticiel-hydraulique/Lecons/Lecon_II_1/Tableau_n.htm).

[https://fr.wikipedia.org/wiki/El\\_Kseur](https://fr.wikipedia.org/wiki/El_Kseur).

Annexe 1

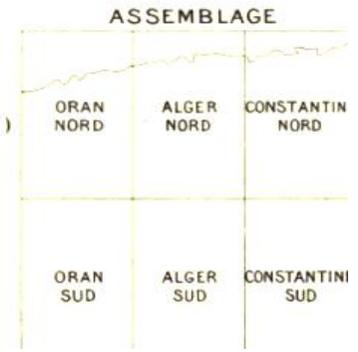


# Annexe 1

## TERRAINS SÉDIMENTAIRES

A	Alluvions actuelles: lacs, marécages, dayas, chotts, sebkhas, limons et croûtes gypso-salines
D	Dunes récentes
qt	Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses
qm	Quaternaire marin: plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent
qC	Calabrien: grès marins et formations dunaires associés
qV	Villafranchien: calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)
pe	Pliocène continental: poudingues, calcaires lacustres
P	Pliocène marin   conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées
mp	Pontien (localement équivalent du mc)
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: couches à Tripoli, marnes à gypse
mm	Miocène supérieur marin: calcaires, grès, argiles
mc	miocène continental antépointien
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
oa	Aquitanien continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)
oc	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Éocène sup. <sup>r</sup> continental)
o	Oligocène marin incluant localement l'Éocène supérieur)
em	Éocène moyen marin
ee	Éocène moyen et inférieur continental
ei	Éocène inférieur marin

cs	cs	Cretace superieur marin		
csc	csc	Crétacé supérieur continental		
esm	esm	Crétacé supérieur marin non subdivisé		
em	em	Crétacé moyen (marin ou lagunaire)	ct Turomien	
en	en	divisé éventuellement en	cn Cénomanién	
e	e	Crétacé marin non subdivisé		
ei	ei	Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien)	ei	faciès marins normaux
cir	cir		cir	résidu ou subrésidu
cic	cic		cic	continentaux ou lagunaires
c	c	Crétacé et jurassique non séparés		
js <sub>3</sub>	js <sub>3</sub>	Jurassique sup. <sup>r</sup> et moyen	js <sub>3</sub>	Portlandien et Kimmeridgien (pouvant inclure localement le Berriasien)
jms	jms	Jurassique sup. <sup>r</sup> et moyen marins non séparés	js <sub>2</sub>	Lusitanien
js <sub>1</sub>	js <sub>1</sub>		js <sub>1</sub>	Oxfordien et Callovien
jm	jm	Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur)		
ji <sub>3</sub>	ji <sub>3</sub>	Jurassique inf. <sup>r</sup> marin	ji <sub>3</sub>	Aalénien et Toarcien
ji <sub>2</sub>	ji <sub>2</sub>		ji <sub>2</sub>	Domérien et Pliensbachien
ji <sub>1</sub>	ji <sub>1</sub>		ji <sub>1</sub>	Lotharingien à Rhétien
j <sub>3-2-1</sub>	j <sub>3-2-1</sub>		j <sub>3-2-1</sub>	Aalénien à Domérien
j <sub>2-1</sub>	j <sub>2-1</sub>		j <sub>2-1</sub>	Pliensbachien à Rhétien
t	t	Trias marin ou lagunaire		
rt	rt	Permo-Trias: grès rouges, conglomérats		
hs	hs	Westphalien D et Stéphanien		
hW	hW	Westphalien AB et C		
hWC	hWC	éventuellement séparé en Westphalien C (hWC)		
hWAB	hWAB	Westphalien AB (hWAB)		
hN	hN	Namurien		
h	h	Carbonifère non subdivisé		
hD	hD	Dinantien	hV Viséen	
hV	hV		hT Tournaisien	
hT	hT			
d	d	Dévonien (sup. <sup>r</sup> ds: moyen dm; inf. <sup>r</sup> di)		
s	s	Silurien	ss Gothlandien	
si	si		si Ordovicien	



Annexe : Carte géologique de Bejaia

## Annexe 2

*Série pluviométrique de la station d'EL KSEUR (numéro du code 15 10 03).*

Nom Station	code	année	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fev.	Mars	Avr.	Mai	juin	Juil.	août	Annuel	
EL KSEUR	15 10 03	1907	44,00	60,20	55,30	12,50	190,40	256,10	231,00	67,70	8,00	3,00	9,50	8,30	946,00	
		1908	30,10	17,00	66,00	265,90	125,40	99,20	21,10	43,50	67,60	14,60	1,40	2,30	754,10	
		1909	63,90	155,40	87,50	54,10	215,30	137,90	45,60	49,30	110,80	62,30	0,00	3,30	985,40	
		1910	24,00	0,10	48,40	259,00	125,20	59,50	108,50	99,50	53,50	0,00	0,50	1,50	779,70	
		1911	31,30	123,80	81,10	18,50	94,50	32,10	21,30	58,50	7,50	20,30	2,10	0,00	491,00	
		1912	42,80	101,10	94,50	36,40	18,90	175,70	36,50	40,30	9,00	0,80	10,70	1,60	568,30	
		1913	0,80	35,10	79,90	92,80	236,70	202,90	38,90	32,40	41,20	16,10	0,00	9,10	785,90	
		1914	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	0,00	
		1915	46,00	60,60	130,90	136,10	85,90	309,30	116,50	19,30	43,70	78,50	1,00	0,00	1027,80	
		1916	32,30	13,00	319,30	26,60	80,50	53,00	40,30	16,60	14,80	63,90	0,00	0,00	660,30	
		1917	0,00	64,10	294,40	60,50	15,40	32,80	104,90	35,60	36,90	134,50	7,30	25,20	811,60	
		1918	67,20	91,70	120,10	76,60	303,80	92,40	223,20	52,20	40,40	19,70	0,90	0,00	1088,20	
		1919	33,10	61,00	28,70	145,30	49,80	117,80	122,90	26,10	2,00	50,10	7,40	0,00	644,20	
		1920	14,20	108,60	71,40	82,20	201,90	39,20	95,60	136,40	78,40	66,20	0,00	0,60	894,70	
		1921	8,40	62,70	135,00	213,00	228,60	134,90	7,40	2,80	4,00	0,80	0,40	0,00	798,00	
		1922	35,90	52,70	76,70	203,70	366,30	53,00	186,00	33,10	30,20	12,50	0,00	0,90	1051,00	
		1923	31,70	45,40	114,40	134,80	126,60	107,20	66,80	15,70	6,80	4,20	0,00	0,00	653,60	
		1924	4,30	50,90	71,00	94,10	5,00	50,00	115,60	71,20	37,40	13,60	2,20	3,40	518,70	
		1925	90,80	83,70	76,30	39,30	73,80	49,60	59,10	106,90	45,80	3,20	18,00	2,00	648,50	
		1926	33,80	4,40	26,30	156,10	290,00	107,90	58,10	15,30	55,40	5,70	2,10	0,00	755,10	
		1927	38,60	36,40	93,70	108,00	257,80	175,80	110,30	38,20	41,80	0,20	0,00	13,50	914,30	
1928	7,60	92,00	124,10	112,50	77,10	192,60	172,80	10,90	81,30	0,00	0,00	17,60	888,50			
1929	66,20	43,30	211,00	53,80	33,90	96,80	16,50	81,60	23,00	3,40	2,20	0,00	631,70			
1930	21,20	59,90	2,70	366,60	136,20	207,00	26,10	36,20	30,20	0,20	0,00	6,40	892,70			
1931	79,80	30,20	50,60	365,10	98,80	85,00	63,80	23,00	16,80	10,20	*	4,60				

## Annexe 2

1932	128,40	61,20	69,40	55,40	197,20	93,30	123,60	23,00	18,00	27,20	0,00	4,00	800,70
1933	44,00	4,20	79,80	166,80	232,20	87,20	102,20	45,60	44,40	6,60	0,00	105,40	918,40
1934	24,00	43,00	66,20	51,20	201,80	91,80	141,20	55,40	114,20	21,40	0,60	11,20	822,00
1935	29,60	213,80	58,60	94,60	33,80	83,00	41,80	47,90	90,80	11,60	0,00	0,50	706,00
1936	39,40	72,60	76,10	117,60	13,30	56,40	57,40	43,80	27,70	0,00	0,00	17,60	521,90
1937	34,90	17,10	37,00	199,80	83,00	124,20	1,00	64,80	62,50	0,00	0,00	4,00	628,30
1938	65,00	33,50	107,50	176,30	24,00	267,50	142,70	103,00	84,70	27,70	1,00	105,00	1137,90
1939	23,80	41,00	61,00	38,00	215,20	37,70	19,00	36,70	51,60	53,30	0,00	16,00	593,30
1940	1,80	26,00	59,80	123,20	51,00	57,70	30,50	38,40	48,00	1,90	0,00	0,20	438,50
1941	59,70	95,30	64,70	77,10	172,50	175,90	45,50	33,70	28,10	0,90	0,00	0,50	753,90
1942	63,00	5,50	53,20	246,60	34,30	57,60	96,70	19,60	42,20	4,20	0,00	0,00	622,90
1943	12,30	48,90	56,60	64,30	27,80	137,10	63,10	61,70	0,00	15,30	0,00	*	
1944	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	0,00	0,00	
1945	*	*	*	*	92,50	45,40	65,00	96,80	77,30	5,00	0,00	0,50	
1946	1,50	24,50	67,90	349,80	43,80	72,30	21,40	27,10	25,90	0,00	0,00	21,70	655,90
1947	7,50	126,30	2,00	279,90	210,90	30,70	36,90	32,50	18,50	55,20	34,80	4,60	839,80
1948	0,50	73,90	33,10	57,80	172,70	87,30	90,60	45,10	76,80	2,20	0,00	2,50	642,50
1949	6,20	17,70	117,40	50,70	150,90	33,00	78,90	96,80	24,00	9,40	0,00	2,50	587,50
1950	82,20	58,30	33,40	77,50	149,60	64,80	42,20	47,60	32,70	4,40	0,00	21,10	613,80
1951	158,80	154,90	32,30	191,70	157,50	120,90	57,50	90,20	58,80	2,20	4,80	10,10	1039,70
1952	41,90	15,90	110,50	178,70	130,40	31,20	84,60	22,40	26,40	63,10	2,40	22,10	729,60
1953	5,90	55,90	18,70	108,90	140,50	179,00	77,40	107,90	19,50	6,60	0,00	4,00	724,30
1954	21,60	114,30	130,80	60,50	55,20	43,60	37,20	87,20	35,80	17,20	13,00	29,70	646,10
1955	107,80	90,70	125,40	115,10	51,70	247,30	70,90	80,40	28,80	3,30	0,80	0,00	922,20
1956	35,50	29,40	84,50	120,80	92,30	0,00	22,30	49,60	37,50	9,60	0,80	0,00	482,30
1957	7,60	356,50	196,80	209,10	264,40	42,20	72,50	80,60	0,00	1,10	1,40	0,10	1232,30
1958	17,20	116,40	270,40	60,80	35,40	45,90	106,40	123,60	50,00	24,50	8,10	*	
1959	39,00	88,70	154,00	89,60	106,30	40,80	62,00	155,60	130,10	4,00	0,00	1,60	871,70
1960	14,20	16,70	16,30	167,10	204,00	0,00	10,10	42,30	16,40	26,30	0,00	0,00	513,40
1961	6,00	16,60	50,80	63,20	98,10	196,90	92,10	57,50	7,70	60,70	0,70	3,00	653,30
1963	*	*	*	*	60,70	*	*	*	15,20	21,70	1,60	5,00	



### Annexe 3

*Les lacune présenté par la série des trois stations.*

Année	Elkseur	Tifra	Akbou	Sedouk	Année	Elkseur	Tifra	Akbou	Sedouk
1907	754,1	*	*	*	1954	922,2	*	326,6	*
1908	985,4	*	*	*	1955	482,3	*	518,2	*
1909	779,7	*	*	*	1956	1232,3	*	286,7	*
1910	491	*	*	*	1957	*	*	*	*
1911	568,3	*	*	*	1958	871,7	*	499	*
1912	785,9	*	*	*	1959	513,4	*	558,8	*
1913	192,5	*	*	*	1960	653,3	*	*	*
1914	1027,8	*	404,5	*	1961	*	*	*	*
1915	660,3	*	*	*	1962	*	*	*	*
1916	811,6	*	*	*	1963	*	*	*	*
1917	1088,2	*	*	*	1964	*	*	*	*
1918	644,2	*	*	*	1965	523,4	*	*	*
1919	894,7	*	238,8	*	1966	536,5	*	*	*
1920	798	*	565,6	*	1967	331,5	*	367,6	*
1921	1051	*	503,4	*	1968	1097,7	*	334,3	459,6
1922	653,6	*	538,2	*	1969	477	1561,6	657,9	747,1
1923	518,7	788,8	562,3	498,9	1970	*	923,5	382,7	395,7
1924	648,5	*	436,7	414,7	1971	885,1	1155,6	688,4	679,4
1925	755,1	*	467,6	468,3	1972	838,2	*	656,3	610,4
1926	914,3	859,9	431,3	535,1	1973	*	1269,6	*	556,9
1927	888,5	*	600,8	717,7	1974	*	661,7	315,5	346,9
1928	631,7	*	631,7	*	1975	*	*	527,6	619,2
1929	892,7	*	479,6	*	1976	*	736	328,9	372,6
1930	641,8	*	*	*	1977	*	*	*	*
1931	800,7	887,3	461,7	*	1978	*	773,1	*	462,9
1932	918,4	875,2	*	*	1979	*	*	*	293,9

### Annexe 3

1933	822	918,8	*	*	1980	*	777,8	*	463,7
1934	706	1081,8	554,4	*	1981	*	*	*	*
1935	521,9	964,3	*	*	1982	*	650,4	*	505,4
1936	628,3	504,3	*	*	1983	*	697,7	*	460,5
1937	1137,9	808,9	*	*	1984	*	838	*	519,6
1938	593,3	1508,3	*	*	1985	*	738,1	*	510,9
1939	438,5	879,8	*	*	1986	*	*	*	514,6
1940	753,9	769	428,2	*	1987	*	525,9	*	386,7
1941	622,9	*	587,4	*	1988	*	878	*	420,7
1942	*	*	390,5	*	1989	*	508,9	*	354,1
1943	*	*	304,7	*	1990	*	661,8	*	*
1944	*	*	463,4	*	1991	*	609,7	*	*
1945	655,9	*	485	*	1992	*	831,4	*	438,7
1946	839,8	*	*	*	1993	*	566,2	*	305,8
1947	642,5	*	486,1	*	1994	*	989,8	*	585
1948	587,5	846,9	433,1	*	1995	*	945,1	*	605,5
1949	613,8	751	458,3	*	1996	*	*	*	308,7
1950	1039,7	*	526,3	*	1997	*	1067,5	*	615,2
1951	729,6	*	*	*	1998	*	*	*	510,1
1952	724,3	*	544,8	*	1999	*	523,1	*	407,5
1953	646,1	*	497,1	*	2000	*	873,1	*	450,6

Les séries pluviométriques annuelles des stations d'Elkseur, Tifra, Akbou, Seddouk.

## Annexe 4

### La série des stations corriger en utilisant la méthode de double masse

Année	Akbou	Seddouk	Tifra	elkseur	Année	Akbou	Seddouk	Tifra	elkseur
1907	173,9971	177,3204	339,0434	754,1	1954	326,6	332,83806	414,62112	922,2
1908	227,366	231,7087	443,0358	985,4	1955	518,2	528,09762	216,84208	482,3
1909	179,9039	183,3401	350,5531	779,7	1956	286,7	292,17597	554,04208	1232,3
1910	113,2907	115,4546	220,7536	491	1957	0	0	0	0
1911	131,1266	133,6311	255,5077	568,3	1958	499	508,5309	391,91632	871,7
1912	181,3344	184,7979	353,3406	785,9	1959	558,8	569,47308	230,82464	513,4
1913	44,41643	45,26478	86,548	192,5	1960	150,73899	153,6181	293,72368	653,3
1914	404,5	412,226	462,0989	1027,8	1961	0	0	0	0
1915	152,3541	155,2641	296,8709	660,3	1962	0	0	0	0
1916	187,2643	190,841	364,8954	811,6	1963	0	0	0	0
1917	251,0855	255,8812	489,2547	1088,2	1964	0	0	0	0
1918	148,6393	151,4783	289,6323	644,2	1965	120,76655	123,07319	235,32064	523,4
1919	238,8	243,3611	402,2571	894,7	1966	123,78918	126,15355	241,2104	536,5
1920	565,6	576,403	358,7808	798	1967	367,6	374,62116	149,0424	331,5
1921	503,4	513,0149	472,5296	1051	1968	334,3	459,6	493,52592	1097,7
1922	538,2	548,4796	293,8586	653,6	1969	657,9	747,1	1561,6	477
1923	562,3	498,9	788,8	518,7	1970	382,7	395,7	923,5	1160,47
1924	436,7	414,7	291,5656	648,5	1971	688,4	679,4	1155,6	885,1
1925	467,6	468,3	339,49296	755,1	1972	656,3	610,4	376,85472	838,2
1926	431,3	535,1	859,9	914,3	1973	651,55872	556,9	1269,6	1597,157
1927	600,8	717,7	399,4696	888,5	1974	315,5	346,9	661,7	832,4186
1928	631,7	643,76547	284,01232	631,7	1975	527,6	619,2	469,3	590,3794
1929	479,6	488,76036	401,35792	892,7	1976	328,9	372,6	736	925,888
1930	148,0855	150,91393	288,55328	641,8	1977	0	0	0	0
1931	461,7	470,51847	887,3	800,7	1978	396,75492	462,9	773,1	972,5598
1932	449,1526	457,73141	875,2	918,4	1979	278,82293	293,9	235,6	296,3848
1933	471,5282	480,53439	918,8	822	1980	399,16696	463,7	777,8	978,4724

## Annexe 4

1934	554,4	564,98904	1081,8	706	1981	0	0	0	0
1935	494,8788	504,33099	964,3	521,9	1982	333,78528	505,4	650,4	818,2032
1936	258,8068	263,75001	504,3	628,3	1983	358,05964	460,5	697,7	877,7066
1937	415,1275	423,05644	808,9	1137,9	1984	430,0616	519,6	838	1054,204
1938	774,0596	788,84414	1508,3	593,3	1985	378,79292	510,9	738,1	928,5298
1939	451,5134	460,13731	879,8	438,5	1986	488,20102	514,6	412,5	518,925
1940	428,2	436,37862	769	753,9	1987	269,89188	386,7	525,9	661,5822
1941	587,4	598,61934	280,05584	622,9	1988	450,5896	420,7	878	1104,524
1942	390,5	397,95855	319	400,8554	1989	261,16748	354,1	508,9	640,1962
1943	304,7	310,51977	249	312,8934	1990	339,63576	346,1228	661,8	832,5444
1944	463,4	472,25094	378,51	475,6357	1991	312,89804	318,87439	609,7	767,0026
1945	485	494,2635	294,89264	655,9	1992	426,67448	438,7	831,4	1045,901
1946	193,77102	197,47205	377,57408	839,8	1993	290,57384	305,8	566,2	712,2796
1947	486,1	495,38451	288,868	642,5	1994	507,96536	585	989,8	1245,168
1948	433,1	441,37221	846,9	587,5	1995	485,02532	605,5	945,1	1188,936
1949	458,3	467,05353	751	613,8	1996	292,86369	308,7	247,4	311,2292
1950	526,3	536,35233	467,44912	1039,7	1997	547,841	615,2	1067,5	1342,915
1951	168,34405	171,55942	328,02816	729,6	1998	483,93187	510,1	408,8	514,2704
1952	544,8	555,20568	325,64528	724,3	1999	268,45492	407,5	523,1	658,0598
1953	497,1	506,59461	290,48656	646,1	2000	448,07492	450,6	873,1	1098,36

*Le principe est de corriger la station d'El-kseur qui nous intéresse, toute en corrigeant les autres stations l'une après les autres.*

## Annexe 5

### Les données de l'écoulement du bassin analogue de Boussellam

Année	<i>Sept</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Dec</i>	<i>Jan</i>	<i>Fev</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Aout</i>	<i>An</i>
70/71	1,3	1,2	1,1	1,4	4,7	3,8	17,4	15,4	3,4	1,5	0,84	0,89	53
71/72	0,9	1,2	1	1,5	22,3	41,4	22,6	17,7	13,6	3,4	1,1	0,99	128
72/73	4,27	1,3	1,2	1,45	32,6	62,4	87,3	34,4	8,12	7,83	1,95	1,68	245
73/74	1,55	1,53	1,46	1,6	1,63	8,67	68,8	41,4	15,3	3,57	1,51	1,43	148
74/75	1,39	2,2	1,41	1,36	1,39	11,6	13,5	4,06	2,78	1,43	1,19	1,25	44
75/76	1,56	1,23	1,17	1,16	1,07	26,3	28,5	20,4	15,3	5,12	10,1	1,6	114
76/77	1,65	1,56	5,21	19,7	28,2	9,09	4,82	3,34	2,17	1,43	1,16	1,03	79
77/78	0,987	0,964	0,92	0,956	0,94	4,73	3,2	17,9	2,51	1,26	0,993	0,817	36
78/79	0,676	0,662	0,627	0,861	0,807	0,729	14,4	22,7	3,98	1,66	0,999	0,903	49
79/80	8,02	0,941	0,89	0,892	1,04	1,1	8,09	3,01	2,48	1,04	0,789	0,695	29
80/81													
81/82	2,83	0,677	7,21	1,37	2,18	95,9	45,2	22,1	12,4	4,43	1,25	1,2	197
82/83	1,32	1,45	1,44	25,3	23,3	10,6	7,26	3,39	2,26	1,23	0,976	3,05	82
83/84	0,016	0,025	0,061	0,066	1,48	19,7	9,15	4,01	1,53	0,309	0,06	0,06	36
84/85	1,43	1,93	1,51	12,7	11	36,4	149	24,1	12	3,43	2,03	1,61	257
85/86	1,5	2,15	1,99	2,01	2,6	6,55	15,8	5,18	2,27	1,69	1,35	1,2	44
86/87	1,27	1,13	1,16	20,8	65,1	127	25,5	32,5	7,16	3,52	2,05	1,48	289
87/88	1,42	1,32	1,31	1,42	1,37	1,48	4,84	1,77	1,52	1,06	1,26	0,808	20
88/89	1,38	0,987	0,972	55,8	25,5	34,9	28,3	19,5	6,46	3,79	2,19	1,69	181
89/90	1,79	1,57	1,51	1,69	1,58	1,35	1,43	1,34	1,7	1,55	1,09	1,06	18
90/91	1,6	1,02	4,82	13,1	7,48	15	32,7	16,8	19,6	8,74	15,9	1,76	139
91/92	2,03	2,08	2,25	2,38	3,63	4,6	4,74	44,2	14,7	7,49	3,07	1,82	93
92/93	2,03	1,81	2,12	7,81	47,9	24,5	24,6	11,5	7,97	3,12	2,06	1,85	137
93/94	1,8	1,64	1,7	2	2,77	9,76	4,88	3,31	1,63	1,42	1,36	1,34	34
94/95	1,38	1,36	1,17	1,21	41,2	21	28,4	11,3	5,63	3,74	2,01	1,57	120
95/96	1,56	1,73	1,54	1,71	2,11	36,8	27	9,75	9,07	10,8	2,16	1,3	106
96/97	1,39	1,61	1,67	1,68	1,71	1,52	1,67	1,5	1,25	1,11	0,91	1,12	17

## Annexe 6

*Tableau de calcul des fréquences empirique de l'échantillon.*

<i>Année</i>	<i>Débit</i>	<i>Débit ordre décroissant</i>	<i>Ordre</i>	<i>F(x)</i>	<i>F(x).100</i>
70/71	0,178	1,206	1	0,027	2,652
71/72	0,4443	0,9883	2	0,064	6,439
72/73	0,8251	0,982	3	0,102	10,227
73/74	0,4878	0,8251	4	0,140	14,015
74/75	0,1473	0,8164	5	0,178	17,803
75/76	0,3793	0,658	6	0,216	21,591
76/77	0,2644	0,6075	7	0,254	25,379
77/78	0,1205	0,572	8	0,292	29,167
78/79	0,163	0,4878	9	0,330	32,955
79/80	0,982	0,4617	10	0,367	36,742
81/82	0,658	0,4593	11	0,405	40,530
82/83	0,2651	0,4443	12	0,443	44,318
83/84	0,8164	0,4014	13	0,481	48,106
84/85	1,206	0,3793	14	0,519	51,894
85/86	0,1483	0,3558	15	0,557	55,682
86/87	0,9883	0,3127	16	0,595	59,470
87/88	0,0649	0,2651	17	0,633	63,258
88/89	0,6075	0,2644	18	0,670	67,045
89/90	0,0588	0,178	19	0,708	70,833
90/91	0,4617	0,163	20	0,746	74,621
91/92	0,3127	0,1483	21	0,784	78,409
92/93	0,4593	0,1473	22	0,822	82,197
93/94	0,1142	0,1205	23	0,860	85,985
94/95	0,4014	0,1142	24	0,898	89,773
95/96	0,3558	0,0649	25	0,936	93,561
96/97	0,572	0,0588	26	0,973	97,348

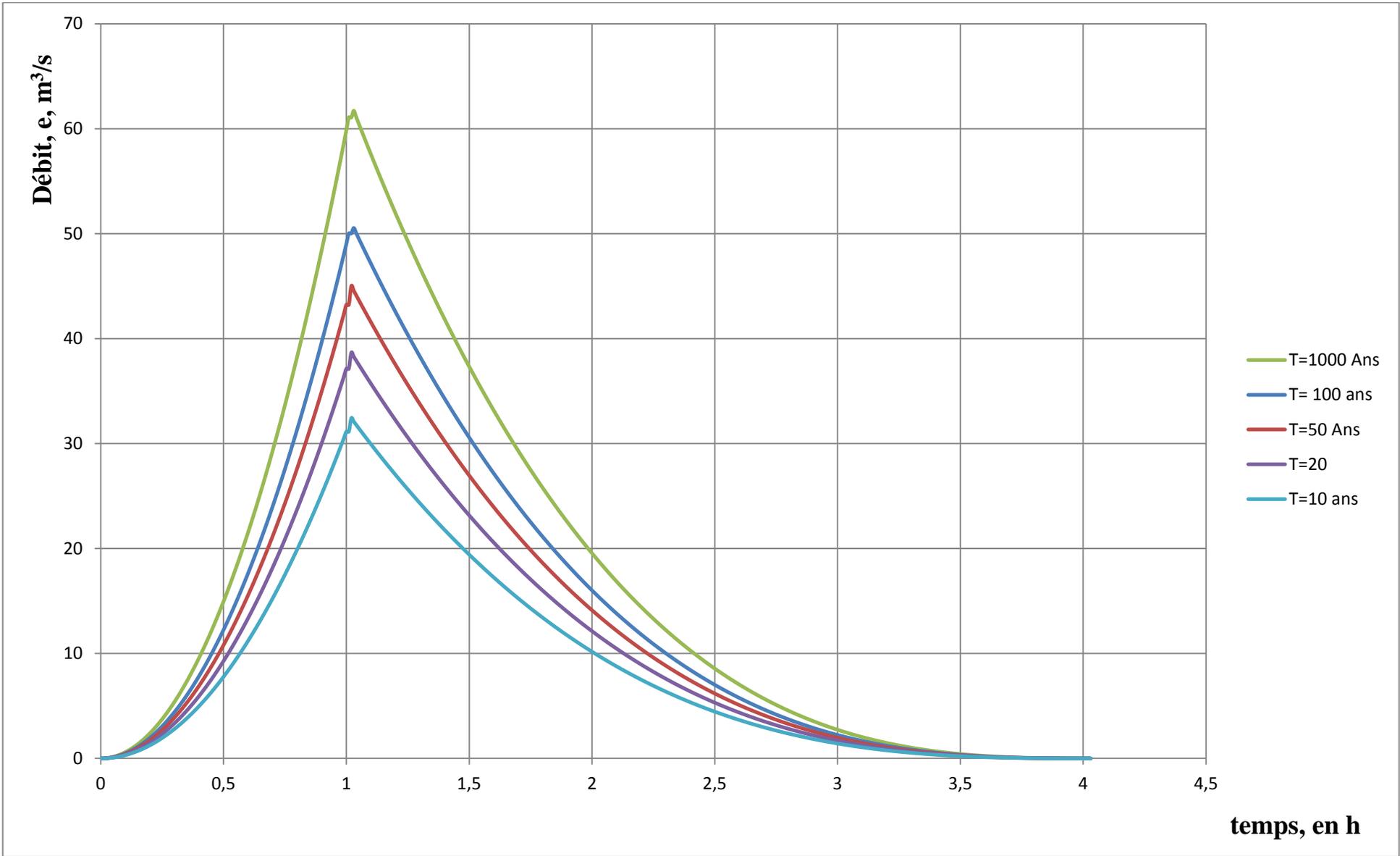
Tableau Foster-Rebkine

Cs	0.1%	1%	3%	5%	10%	20	30	40	50	60	70	75	80	90	95	99	99.9	Cs
0.00	3.09	2.33	1.88	1.64	1.28	0.84	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-2.33	-3.09	0.00
0.10	3.23	2.40	1.92	1.67	1.29	0.84	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-2.25	-2.95	0.10
0.20	3.38	2.47	1.96	1.70	1.30	0.83	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-2.18	-2.81	0.20
0.30	3.52	2.54	2.00	1.72	1.31	0.82	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-2.10	-2.67	0.30
0.40	3.66	2.61	2.04	1.75	1.32	0.82	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-2.03	-2.54	0.40
0.50	3.81	2.68	2.03	1.77	1.32	0.81	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.96	-2.40	0.50
0.60	3.96	2.75	2.12	1.80	1.33	0.80	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.88	-2.27	0.60
0.70	4.10	2.82	2.15	1.82	1.33	0.79	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.81	-2.14	0.70
0.80	4.24	2.89	2.18	1.84	1.34	0.78	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.74	-2.02	0.80
0.90	4.38	2.96	2.22	1.86	1.34	0.77	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.66	-1.90	0.90
1.00	4.53	3.02	2.25	1.88	1.34	0.76	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.59	-1.79	1.00
1.10	4.67	3.09	2.28	1.89	1.34	0.74	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.52	-1.68	1.10
1.20	4.81	3.15	2.31	1.91	1.34	0.73	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.45	-1.58	1.20
1.30	4.95	3.21	2.34	1.92	1.34	0.72	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.38	-1.48	1.30
1.40	5.09	3.27	2.37	1.94	1.34	0.71	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.32	-1.39	1.40
1.50	5.23	3.33	2.39	1.95	1.33	0.69	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.26	-1.31	1.50
1.60	5.37	3.39	2.42	1.96	1.33	0.68	0.28	-0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.20	-1.24	1.60
1.70	5.50	3.44	2.44	1.97	1.32	0.66	0.26	-0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.14	-1.17	1.70
1.80	5.64	3.50	2.46	1.98	1.32	0.64	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.09	-1.11	1.80
1.90	5.77	3.55	2.49	1.99	1.31	0.63	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.04	-1.05	1.90
2.00	5.91	3.60	2.51	2.00	1.30	0.61	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.95	-0.99	-1.00	2.00
2.10	6.04	3.65	2.53	2.01	1.29	0.59	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.87	-0.914	-0.945	-0.953	2.10
2.20	6.14	3.68	2.54	2.02	1.27	0.57	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.905	-0.91	2.20
2.30	6.26	3.73	2.57	2.01	1.26	0.55	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.85	-0.867	-0.87	2.30
2.40	6.37	3.78	2.60	2.00	1.25	0.52	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.82	-0.83	-0.834	2.40
2.50	6.5	3.82	2.62	2.00	1.23	0.50	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.79	-0.80	-0.8	2.50
2.60	6.54	3.86	2.63	2.00	1.21	0.48	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.77	-0.77	2.60
2.70	6.75	3.92	2.64	2.00	1.19	0.46	0.07	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.74	-0.74	2.70

Annexe 7

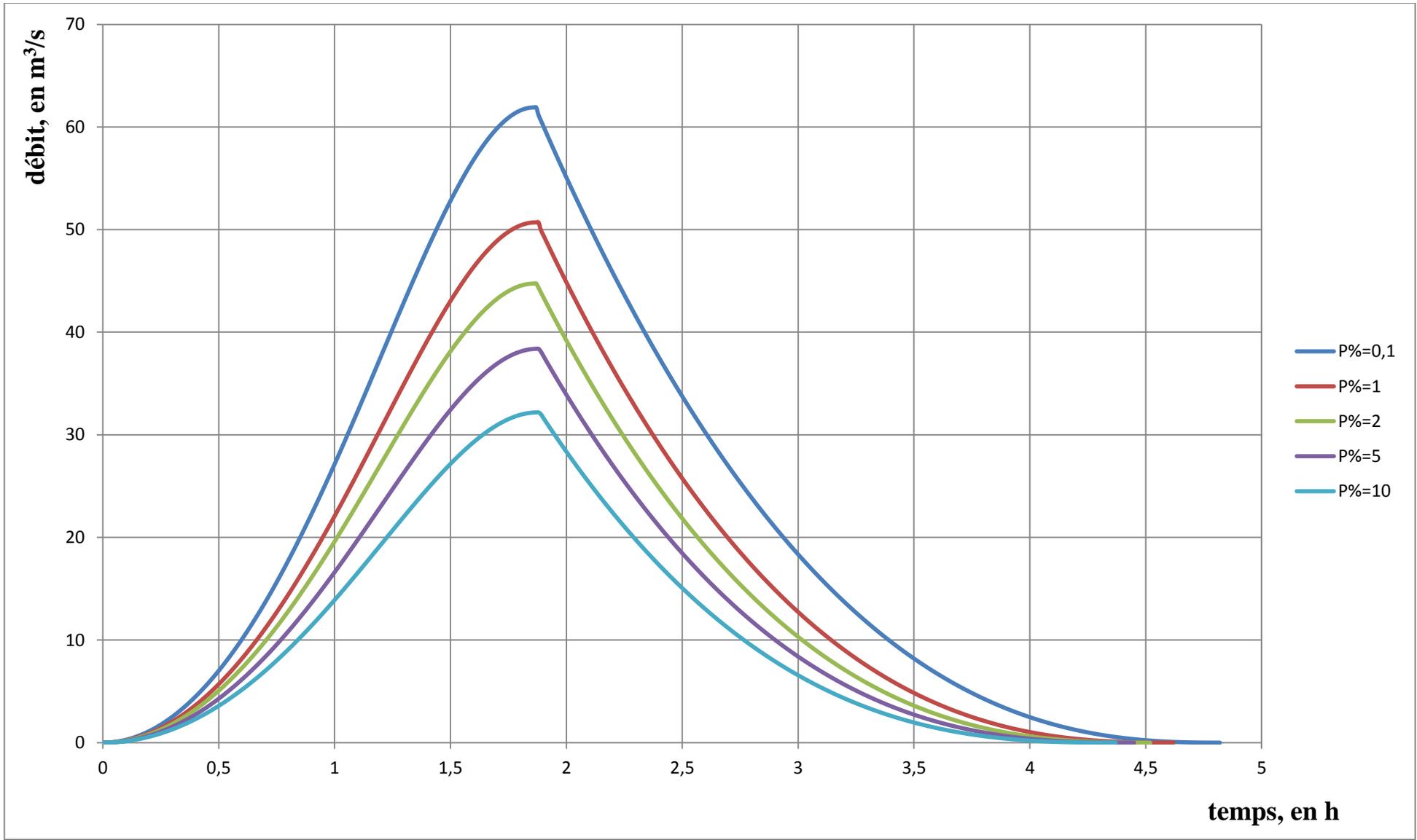
2.80	6.86	3.96	2.65	2.00	1.13	0.44	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.715	-0.715	2.80
2.90	7.00	4.01	2.66	1.99	1.15	0.41	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.69	-0.69	2.90
3.00	7.10	4.05	2.66	1.97	1.13	0.39	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	3.00
3.10	7.23	4.09	2.66	1.97	1.11	0.37	0.01	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	3.10
3.20	7.35	4.11	2.66	1.96	1.09	0.35	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	3.20
3.30	7.44	4.15	2.66	1.95	1.08	0.33	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	3.30
3.40	7.54	4.18	2.66	1.94	1.06	0.31	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.588	-0.588	3.40
3.50	7.64	4.21	2.66	1.93	1.04	0.29	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.57	-0.571	-0.571	-0.571	3.50
3.60	7.72	4.24	2.66	1.93	1.03	0.28	-0.072	-0.28	-0.42	-0.49	-0.54	-0.54	-0.55	-0.555	-0.556	-0.556	-0.556	3.60
3.70	7.86	4.26	2.66	1.91	1.01	0.26	-0.084	-0.29	-0.42	-0.48	-0.52	-0.53	-0.54	-0.541	-0.541	-0.541	-0.541	3.70
3.80	7.97	4.29	2.65	1.90	1.00	0.24	-0.095	-0.30	-0.42	-0.48	-0.51	-0.52	-0.52	-0.526	-0.526	-0.526	-0.526	3.80
3.90	8.08	4.32	2.65	1.90	0.98	0.23	-0.11	-0.30	-0.41	-0.47	-0.50	-0.51	-0.51	-0.513	-0.513	-0.513	-0.513	3.90
4.00	8.17	4.34	2.65	1.90	0.96	0.21	-0.12	-0.31	-0.41	-0.46	-0.49	-0.49	-0.50	-0.500	-0.500	-0.500	-0.500	4.00
4.10	8.29	4.36	2.65	1.89	0.95	0.20	-0.13	-0.41	-0.46	-0.48	-0.484	-0.486	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	-0.487	4.10
4.20	8.38	4.39	2.64	1.88	0.93	0.19	-0.13	-0.31	-0.41	-0.45	-0.47	-0.473	-0.475	-0.476	-0.476	-0.476	-0.476	4.20
4.30	8.49	4.40	2.64	1.87	0.92	0.17	-0.14	-0.32	-0.40	-0.44	-0.46	-0.462	-0.462	-0.465	-0.465	-0.465	-0.465	4.30
4.40	8.60	4.42	2.63	1.86	0.91	0.15	-0.15	-0.32	-0.40	-0.44	-0.451	-0.454	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	-0.455	4.40
4.50	8.69	4.44	2.62	1.85	0.89	0.14	-0.16	-0.32	-0.40	-0.43	-0.441	-0.444	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	-0.445	4.50
4.60	8.79	4.46	2.62	1.84	0.87	0.13	-0.17	-0.32	-0.40	-0.42	-0.432	-0.434	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	-0.435	4.60
4.70	8.89	4.49	2.61	1.83	0.85	0.11	-0.18	-0.32	-0.40	-0.42	-0.424	-0.425	-0.425	-0.426	-0.426	-0.426	-0.426	4.70
4.80	8.96	4.50	2.60	1.81	0.82	0.10	-0.19	-0.32	-0.41	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	-0.416	4.80
4.90	9.04	4.51	2.60	1.80	0.80	0.084	-0.19	-0.33	-0.386	-0.401	-0.407	-0.408	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	-0.409	4.90
5.00	9.12	4.54	2.60	1.78	0.78	0.068	-0.20	-0.33	-0.38	-0.395	-0.399	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	-0.400	5.00
5.10	9.20	4.57	2.60	1.76	0.76	0.051	-0.21	-0.33	-0.376	-0.388	-0.391	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	-0.392	5.10
5.20	9.27	4.59	2.60	1.74	0.73	0.035	-0.21	-0.33	-0.37	-0.38	-0.384	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	-0.385	5.20
5.40	9.42	4.62	2.60	1.70	0.67	0.02	-0.21	-0.33	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.370	-0.370	-0.370	-0.370	5.40
5.60	9.59	4.65	2.60	1.67	0.62	0.00	-0.21	-0.30	-0.36	-0.36	-0.36	-0.36	-0.36	-0.360	-0.360	-0.360	-0.360	5.60
5.80	9.70	4.70	2.60	1.64	0.57	-0.02	-0.21	-0.30	-0.35	-0.35	-0.35	-0.35	-0.35	-0.350	-0.350	-0.350	-0.350	5.80
6.00	9.84	4.70	2.60	1.60	0.51	-0.05	-0.21	-0.30	-0.34	-0.34	-0.34	-0.34	-0.34	-0.340	-0.340	-0.340	-0.340	6.00

**Annexe 8**



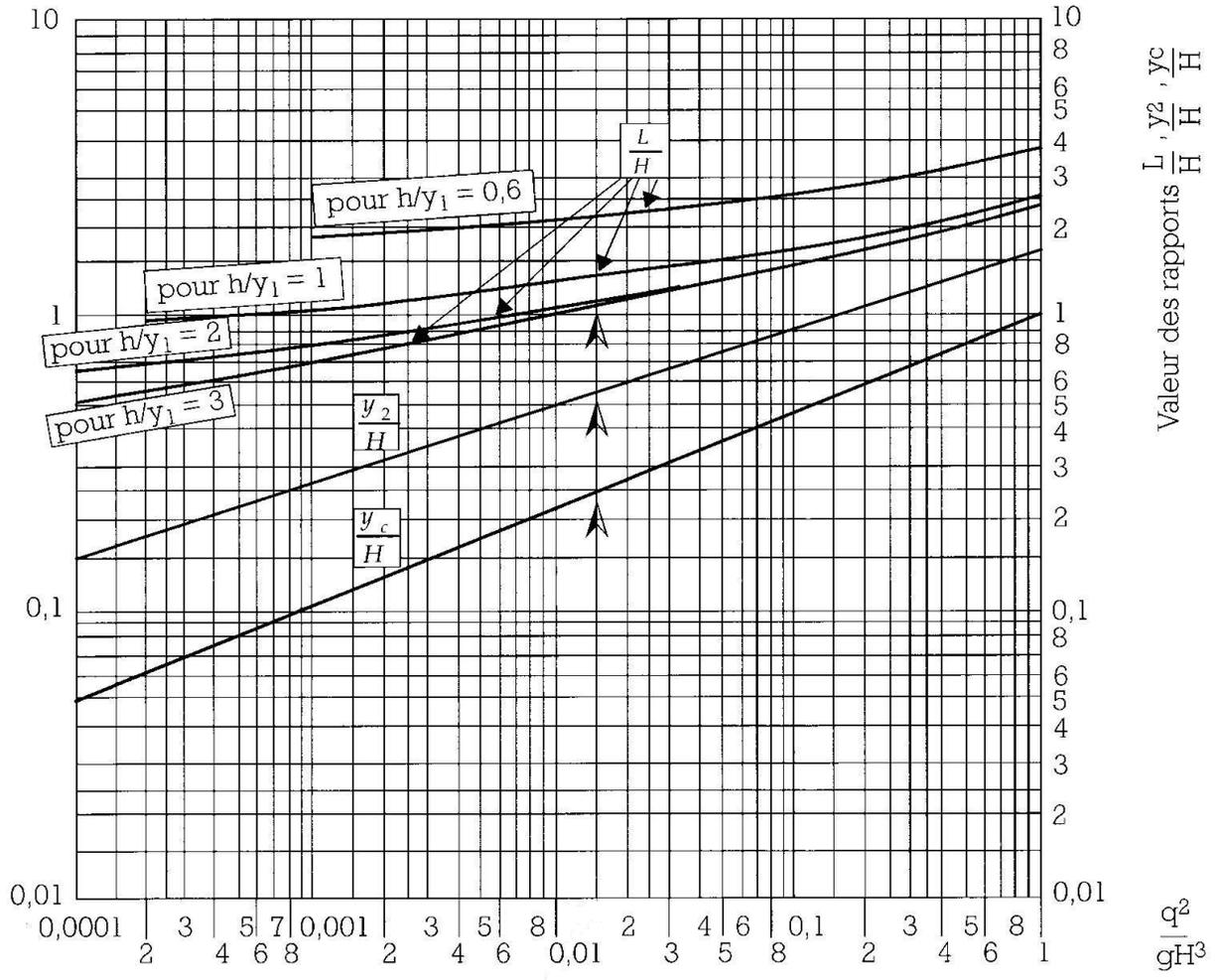
Hydrogramme de crue de Sokolovsky aux différents périodes de retour.

**Annexe 9**



Hydrogramme de crue corrigé par Ladjel pour les différents période de retour.

**Annexe 10**



*Abaque 1 : Calcul du dissipateur d'énergie, type bassin de chute (ou plongé)*

## Résumé

L'expérience de l'Algérie dans le domaine de mobilisation des ressources superficielle est assez large. Par contre, leurs études sur la faisabilité des retenue collinaire sont insignifiante, non prise en compte. Même ci, celle-là entre dans le développement durable dans le secteur de l'agriculture. Le périmètre moyen hydraulique (PMH) sont plus au moins négliger d'où, plusieurs superficies à irriguée demande des quantités d'eau considérable, pour satisfaire leurs besoins. Dont notre projet de fin d'étude, on est engagé de faire une étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur Oued N'Tamg haouth commune d'El-kseur wilaya de Bejaia.

**Mot clé :** ressource superficiel, retenue collinaire, développement durable, PMH et mobilisation.

## ملخص

تجربة الجزائر في مجال تعبئة الموارد السطحية واسعة جدا . ولكن سلبيات، دراساتهم حول جدوى الخزان تلة لم تعتبر ذات أهمية ، و لم تؤخذ في عين الاعتبار . حيث أن هذه الاخيرة تدخل التنمية المستدامة في قطاع الزراعة. مساحات متوسط محيط الري ( PMH ) في إهمال, حيث العديد من المناطق المروية تطالب بكميات كبيرة من المياه لتلبية احتياجاتها . ان مشروع نهائية الدراسة تجري حول دراسة جدوى خزان التل على وادي نتمق حاووت بلدية القصر ولاية بجاية.  
**مفتاح الكلمات :** الموارد السطحية ، خزان التل ،التنمية المستدامة ، متوسط محيط الري والتعبئة.

## Abstract

The experient of Algeria in the field of surface mobilization of the resource is rather broad. But on the other hand, their studies on the feasibility of the hill reservoir are insignificant, are not taken into account. Even this, that one enters sustainable development in the agriculture sector. The average hydraulic perimeters (PMH) are more or less neglected where several irrigated areas request of considerable quantity of water to meet their needs. Whose, our final project study is to make a feasibility study of a hill reservoir on Wadi N'Tamg haouth town of El-kseur wilaya of Bejaia.

**Key word:** Surface resource, hill reservoir, sustainable development, Average hydraulic perimeters and mobilization.