



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**BOUSSADA Saïd**

**HADDAR Mohamed**

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

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

### INTITULE :

## **ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE ZAOUIA SUR OUED STITA (W. TIZI OUZOU)**

Soutenu le **28/ 06/ 2016**, devant le jury composé de :

- Président : **SGHIR.A**
- Promoteurs : **HADDAD.S**
- Examineur : **BENDAHMANE.I**

## *Dédicaces*

*A mes parents, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Je dédis aussi ce travail à Kenza, la prunelle de mes yeux; Ghiles que j'aime profondément. En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.*

*Aussi à tout mes amis (es) et à tout mon entourage qui m'ont soutenue de près ou de loin.*

## ملخص:

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية ومن أجل الوقاية من ضياع المياه التي تتسرب إلى البحر، قررت الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ان تقوم بدراسة و إنشاء سدود وحواجز مائية عبر ناحية الوطن.

وعلى اثر الابحاث التي قمنا بها في عملنا هذا تنص على دراسة امكانية انشاء سد في ولاية تيزي وزو بدائرة ماكودة بالضبط على واد سنتيته, الذي يصب في واد سيباو. اهتمنا على مختلف مواضيع الدراسة(الجيولوجية,التوبوغرافية و الهيدرولوجية), بغرض التأكد من امكانية انشاء السد و مختلف أجزائه.

## Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de prévenir les pertes causées par le rejet des eaux en mer l'ANBT a lancé un programme d'étude et de réalisation de plusieurs barrages et retenues à travers le pays.

Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce PFE est une étude de faisabilité d'un barrage dans la wilaya de Tizi ousou, Daïra de Makouda et principalement sur l'Oued Stita, un affluent de l'oued Sebaou, ou nous nous sommes penché sur plusieurs aspects d'étude (topographique, géologique et hydrologique), dans le but de vérifier la faisabilité de l'ouvrage et de dimensionner ces principaux composants.

**Mots clés: Eaux, Barrage, Ouvrage**

## Abstract :

As a part of the national strategy concerning water conservation and in order to prevent losses caused by water's sea rejection, the ANBT initiated a study program in addition to a several implantation of water dams accross the country.

In this way, the study that we have conducted in this project concerns the feasibility of dam in Tizi Ouzou, Daira of Makouda and especially on Oued Stita, a flood of the Oued Sebaou ,where we looked into many aspects of the study (topographic, geological and hydrologiceal),in order to check the feasibility of the work and to find it's principal components.

**Keys word's: Water, Dam, Work**

## *Dédicaces*

*A mes parents .Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour  
Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue  
vie.*

*A mes très chers frères et sœurs, à mes chers petits neveux et nièces et à  
toute ma famille.*

*A tous mes amis (es) .et à toute la promotion Master2 spécialement pour la  
spécialité ouvrage et aménagement hydraulique.*

**HADDAR Mohamed**

## ***Remerciement :***

*Nous adressons nos plus vifs remerciements à notre promoteur, Mr **HADDAD** pour avoir accepté de nous guider dans ce travail et pour le temps précieux qu'il nous a consacré à chaque fois que cela était nécessaire.*

*Nous tenons également à remercier les membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner ce travail.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin afin de réaliser ce travail.*

*On voudrait exprimer notre profonde gratitude à tous nos amis qui ont contribué à la conception de ce travail.*

**Boussada & Haddar**

# Sommaire

INTRODUCTION GENERALE .....	1
-----------------------------	---

## **Chapitre I: Etude géologique et géotechnique**

Introduction.....	2
I.1 Description du site du barrage.....	2
I.2 Choix de l'axe du barrage .....	2
I.3 Etude géologique.....	3
I.3.1 Objet des études géologiques .....	3
A. Géologie régionale .....	3
B. Géologie du site du barrage et de la cuvette .....	4
C. Géologie et géomorphologie de l'axe de la digue .....	5
D. Etanchéité et stabilité de la cuvette .....	6
I.4 Séismicité .....	6
I.5 Matériaux de construction .....	7
Conclusion.....	7

## **Chapitre II: Etude hydrologique**

Introduction .....	9
II.1. Bassin versant .....	9
II.1.2 Définition .....	9
II.1.3 Caractéristiques morphologique .....	9
A. Paramètres géométriques .....	9
B. Paramètres de forme .....	9
C. Paramètres du relief .....	12
D. Caractéristiques hydrographique du bassin versant .....	16
D.4 Vitesse de ruissellement " $V_r$ " .....	18
II.2 Etude climatique .....	20

II.2.1	Température .....	20
II.2.2	Vitesse du vent .....	20
II.2.3	Evaporation .....	21
II.2.4	Estimation de l'évapotranspiration .....	21
II.3	Pluviométrie .....	23
II.3.1	Calcul des précipitations .....	23
A.	Méthode de THEISSEN .....	23
II.3.2	Pluie moyenne annuelle .....	24
II.3.3	Pluies maximales journalières .....	24
A.	Ajustement des pluies maximales journalières .....	24
A.1	Loi de GUMBEL .....	25
A.2	Loi de GALTON (log normal) .....	26
A.3	Comparaison entre les deux ajustements .....	28
A.4	Test d'adéquation de KHI2 .....	29
II.4	Etudes des apports liquides .....	29
II.4.1	Apport moyen interannuel (A) .....	29
II-4-2	Etude fréquentielle des apports .....	31
A.	Coefficient de variation .....	31
II-4-3	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel .....	32

### **Chapitre III : Etude des crues et transport solide**

III-1	Etude des crues .....	33
	Introduction .....	33
III-1-1	Calcul du débit des crues .....	33
III-1-2	Hydrogramme de crues .....	37
III-1-3	Choix de la crue de projet .....	40
	Conclusion .....	41
III-2	Etude des apports solides .....	42
	Introduction .....	42
III-2-1	Estimation de l'apport solide .....	42

III-2-2 Taux de production de sédiment (SDR) .....	43
A. SDR-surface de drainage .....	43
B. SDR-pente/relief .....	44
III-2-3 Calcul du volume mort .....	46
Conclusion.....	46

## **Chapitre IV : Régularisation et laminage des crues**

IV-1 Etude de régularisation de l'écoulement .....	47
IV-1-1 Courbes caractéristiques de la retenue .....	47
IV-1-2 Détermination des besoins.....	49
IV-1-3 Choix du type de régularisation .....	49
IV-1-4 Calcul du volume utile .....	49
A. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	49
B. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	51
IV-2 Laminage des crues.....	55
IV-2-1 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE .....	55
IV-2-2 Estimation du débit de crue laminée .....	55
IV-2-3 Estimation de la charge au-dessus du déversoir .....	55
Conclusion.....	57

## **Chapitre V : Dimensionnement de la retenue**

V-1 Dimensionnement de la retenue .....	58
V-1-1 Généralités .....	58
A. Classification des barrages en matériaux locaux.....	58
B. Brève Description des parties constitutives d'un barrage en terre .....	58
C. Facteurs qui influencent sur la conception et la réalisation.....	59
V-1-2 Calcul des dimensions principales du barrage.....	59
B. Largeur à la crête .....	61
C. Les pentes des talus .....	61
D. Largeur à la base.....	61
E. Clé d'encrage.....	62



V-1-3 Protection des talus .....	62
A. Protection du talus aval .....	63
B. Protection du talus amont .....	63

## **Chapitre VI : Infiltration et stabilité du barrage**

VI-1 Etude des infiltrations .....	65
VI-1-1 La ligne de saturation .....	65
VI-1-2 Calcul du débit de fuite .....	66
• Corps du barrage .....	66
• Fondation .....	66
VI-1-3 Disposition des drains .....	67
VI-2 Etude des stabilités .....	68
VI-2-1 Stabilité hydraulique.....	68
• Corps du barrage .....	68
• Fondation du barrage .....	69
VI-2-2 Stabilité mécanique .....	69
A. Les forces appliquées à chaque tranche (i).....	70
B. Calcul du coefficient de sécurité.....	71
Conclusion.....	72

## **Chapitre VII : Ouvrages annexes**

VII-1 Evacuateur de crue .....	73
VII-1-2 Emplacement de l'évacuateur de crue.....	73
VII-1-3 Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments de l'évacuateur de crue .....	74
A. Le canal d'approche .....	74
B. Déversoir .....	74
C. Coursier .....	76
D. Bassin de dissipation .....	78
VII-2 Dimensionnement de la prise d'eau .....	78
VII-2-1 Choix du type de prise d'eau .....	78
VII-2-2 Calcul du débit de prise.....	78
VII-2-3 Détermination du nombre d'ouverture de prise.....	79

VII-2-4 Dimensionnement de l'ouverture de prise .....	79
VII-2-5 Dimensionnement de la grille .....	80
VII-2-6 Dimensionnement de la conduite de prise .....	80
VII-3 Dérivation provisoire et vidange de fond .....	81
VII-3-1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange .....	81
VII-3-2 Dimensionnement de la dérivation provisoire .....	82
CONCLUSION GENERALE .....	82

Références bibliographiques

Annexes

# Liste des tableaux

Tableau (II.1) : Variation de la surface en fonction de l'altitude .....	13
Tableau (II.2) : Resultats obtenue de Tc .....	18
Tableau (II.3) : Récapitulatif des caractéristiques du (BV) .....	19
Tableau (II.4) : Les températures moyennes mensuelles . .....	20
Tableau (II.5) : Moyenne mensuelle de la vitesse des vent .....	20
Tableau (II.6) : Répartition mensuelle de l'évaporation .....	21
Tableau (II.7) : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration .....	22
Tableau (II.8) : Coordonnées et codes des stations d'observation .....	23
Tableau (II.9) : La pluviométrie des stations d'observation .....	23
Tableau (II.10) : Pluvieumétrie mensuelle de la station de Makouda .....	24
Tableau (II.11) : Résultats de l'ajustement a la loi de Gumbel .....	25
Tableau (II.12) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon .....	26
Tableau (II.13) : Résultats de l'ajustement a la loi de Galton (log normal) .....	27
Tableau (II.14) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon .....	27
Tableau (II.15) : Résultats obtenue de apport interannuel .....	30
Tableau (II.16) : Résultats obtenue de Cv .....	32
Tableau (II.17) : Les apports de différentes fréquences .....	32
Tableau (II.18) : Répartition mensuelle de l'apport .....	33
Tableau (III.1) : Débits des crues (MALLEET-GAUTHIER) .....	34
Tableau (III.2) : Débits des crues (GIANDOTTI) .....	35
Tableau (III.3) : Débits des crues (POSSENTI) .....	36
Tableau (III.4) : Coefficient $\gamma$ en fonction du bassin versant.....	36
Tableau (III.5) : Débits des crues (SOKOLOVSKY) .....	36
Tableau (III.6) : Débits des crues (TURAZZA) .....	37
Tableau (III.7) : Récapitulatif des débits des crues .....	37
Tableau (III.8) : Conditions du coefficient $\delta$ .....	38
Tableau (III.9) : Résultats pour la crue .....	38
Tableau (III.10) : Résultats pour la décrue .....	39
Tableau (III.11) : Crue de projet recommandée .....	41

Tableau (III.12) : Coefficient de l'érosion .....	43
Tableau (III.13) : Les résultats de SDR des différents modèles utilisées.....	44
Tableau (III.14) : Comparaison des résultats des modèles évaluées par rapport à SDR de base et leurs rangs.....	45
Tableau (IV.1) : les coordonnées des courbes Hauteur-Surface-Capacité .....	47
Tableau (IV.2) : Les besoin mensuel en eau .....	49
Tableau (IV.3) : Le volume utile de la retenue .....	50
Tableau (IV.4) : Valeurs du coefficient $\delta$ .....	51
Tableau (IV.5) : Les volumes excédentaire et déficitaire .....	52
Tableau (IV.6) : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	53
Tableau (IV.7) : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes .....	54
Tableau (IV.8) : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE .....	56
Tableau (IV.9) : Débits laminés pour différentes charges hydrauliques .....	56
Tableau (IV.10) : Débits laminés pour différentes largeurs de déversoir .....	56
Tableau (IV.11) : Hauteurs et débits laminés pour différentes largeurs .....	57
Tableau (V.1) : La revanche en fonction de HNR+HL .....	60
Tableau (V.2) : La revanche en fonction de la hauteur du barrage et de son volume .....	60
Tableau (V.3) : Hauteur de sécurité en fonction du type de barrage .....	60
Tableau (V.4) : Taux de tassement en fonction de la hauteur total du barrage .....	61
Tableau (V.5) : Calcul de la largeur de la crête .....	61
Tableau (V.6) : La largeur à la crête en fonction de la hauteur du barrage et de son volume ..	61
Tableau (V.7) : Epaisseur de l'enrochement et $D_{50}$ minimal des pierres en fonction de $H_v$ ..	63
Tableau (VI.1) : Coordonnées de la parabole de KOZENY .....	65
Tableau (VI.2) : Coefficient ( $\emptyset$ ) en fonction de la largeur en fonction de la profondeur .....	67
Tableau (VI.3) : Gradient hydraulique admissible .....	68
Tableau (VI.4) : Valeurs de $K_1$ et $K_2$ .....	69
Tableau (VI.5) : Récapitulatif des résultats obtenue. ....	70
Tableau (VI.6) : Résultats obtenue de l'étude de stabilité .....	72
Tableau (VII.1) : Résultats de calcul obtenue pour le déversoir .....	76
Tableau (VII.2) : Hauteur des murs bajoyers .....	77

# Liste des figures

Figure (I.1) : Vue aérienne de la zone d'étude avec les accès possible. ....	2
Figure (I.2) : Vue tridimensionnelle de la zone d'étude. ....	3
Figure (I.3) : Carte géologique de la région d'étude (Extrait de la carte géologique de la région Dellys-Tizi Ouzou, à l'échelle 1/50.000.) ....	5
Figure (I.4) : Carte des zones sismiques du nord algérien ....	7
Figure (II.1) : <i>Chevelu hydrographique du bassin versant de l'Oued Stita</i> ....	10
Figure (II.2) : <i>Rectangle équivalent</i> ....	11
Figure (II.3) : <i>Courbes de niveaux</i> ....	12
Figure (II.4) : <i>Courbe hypsométrique</i> ....	14
Figure (II.5) : réseaux hydrographique ....	16
Figure (II.6) : <i>Température moyennes mensuelles données par la station de Tizi Ouzou.</i> .....	20
Figure (II.7) : <i>Répartition mensuelles de l'évaporation</i> ....	21
Figure (II.8) : <i>Répartition mensuelles de l'évapotranspiration</i> ....	22
Figure (II.9) : <i>Emplacements des stations utilisées</i> ....	24
Figure (II.10) : <i>Ajustement de la série par la loi de Gumbel</i> ....	26
Figure (II.11) : <i>Ajustement de la série par la loi de Lognormale (Galton)</i> ....	28
Figure (II.12) : <i>Comparaison entre les deux ajustements</i> ....	28
Figure (II.13) : <i>Répartition mensuelles des apports liquides</i> ....	33
Figure (III.1) : <i>Hydrogramme de crue pour différente période de retour</i> ....	40
Figure (III.2) : <i>Hydrogramme de la crue de projet.</i> .....	41
Figure (IV.1) : Courbe Surface-Hauteur ....	48
Figure (IV.2) : Courbe Volume-Hauteur ....	48
Figure (IV.3) : Les hydrogrammes de crue ....	57
Figure (V.1) : Hauteurs, volumes et cotes d'un barrage en terre. ....	59
Figure (V.2) : Schéma d'un barrage avec une clé d'encrage ....	62
Figure (V.3) : Protection d'un talus avec une terre végétale ....	63
Figure (V.4) : Protection du talus amont par du rip-rap ....	64
Figure (VI.1) : Schéma récapitulatif des résultats ....	67

Figure (VI.2) : Drain de surface .....	68
Figure (VI.3) : Méthode de FADEEV .....	70
Figure (VI.4) : Classement des barrages selon la norme Suisse .....	71
Figure (VII.1) : Choix du type d'évacuateur de crue.....	73
Figure (VII.2) : Géométrie du d'déversoir .....	75

# Liste des planches

**PLANCHE N°01** : Profil en long de l'évacuateur de crue.

**PLANCHE N°02** : Profil type de la digue.

**PLANCHE N°03** : Vue en plan de l'aménagement.

# Liste des symboles

- a : Distance entre deux barreau. (mm)  
A<sub>%</sub> : Apport de fréquence donnée. (Mm<sup>3</sup>)  
A: Apport annuel. (Mm<sup>3</sup>)  
B : Largeur à la base du barrage. (m)  
b : Largeur du déversoir. (m)  
b<sub>B</sub> : Exposant de Body.  
bi : Largeur de la tranchée. (m)  
C : Cohésion du sol. (kg/cm<sup>2</sup>)  
C<sub>e</sub> : Coefficient de l'écoulement.  
C<sub>k</sub> : Coefficient d'aplatissement.  
C<sub>L</sub> : Coefficient de LANE.  
C<sub>r</sub> : Coefficient de ruissellement de la crue.  
C<sub>s</sub> : Coefficient d'symétrie.  
C<sub>T</sub> : Coefficient de torrencialité.  
C<sub>v</sub> : Coefficient de variation de l'écoulement.  
D : Diamètre de la conduite. (mm)  
d : Hauteur de la clé d'encrage. (m)  
D<sub>d</sub> : Densité de drainage.  
E<sub>v</sub> : Evaporation mensuelle. (mm)  
ETP : Evapotranspiration. (mm)  
F<sub>0</sub> : Section de l'ouverture de la prise d'eau. (m<sup>2</sup>)  
Fr : Nombre de Froude.  
g : Accélération de pesanteur. (m<sup>2</sup>/s)  
h : Hauteur d'eau. (m)  
H<sub>2</sub> : Hauteur d'eau a l'aval du barrage. (m)  
h<sub>c</sub> : Hauteur critique. (m)  
H<sub>d</sub> : Charge hydraulique sur le déversoir. (m)  
H<sub>e</sub> : Hauteur d'eau dans le barrage. (m)  
h<sub>i</sub> : Profondeur de la tranchée i. (m)  
H<sub>i</sub> : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive. (m)  
HL :Hauteur de laminage (m)  
H<sub>max</sub> : Altitudes maximale de bassin versants (m)  
H<sub>MB</sub> : Hauteur des murs bajoyers. (m)  
H<sub>med</sub> : Altitude médiane. (m)  
H<sub>min</sub> : Altitudes minimale de bassin versants. (m)  
H<sub>moy</sub> : Altitudes moyenne de bassin versants. (m)  
h<sub>n</sub> : hauteur normale. (m)  
H<sub>p</sub> : Charge minimale de prise. (m)  
H<sub>S</sub> : Hauteur de sécurité. (m)  
H<sub>U</sub> : Hauteur du volume utile. (m)  
H<sub>v</sub> : hauteur de la vague. (m)



HVM : Hauteur du volume mort. (m)  
 I : Indice de pente moyenne du thalweg principal.  
 I : gradient hydraulique.  
 $I_{\text{admissible}}$  : gradient hydraulique admissible.  
 $I_c$  : pente du chenal. (%)  
 $I_g$  : Indice de pente globale.  
 $I_{\text{moy}}$  : Pente moyenne. (%)  
 j : Pertes hydraulique.  
 K : Perméabilité du matériau. (m/s)  
 $K_C$  : Indice de compacité.  
 $K_F$  : Coefficient de perméabilité de la fondation. (m/s)  
 $K_G$  : coefficient de sécurité sans séisme.  
 $K_{G-S}$  : coefficient de sécurité avec séisme.  
 l : largeur du rectangle équivalent. (km)  
 L : longueur du rectangle équivalent. (km)  
 $L_b$  : la longueur maximale du bassin versant. (km)  
 $L_c$  : Largeur à la crête. (m)  
 $L_d$  : Longueur de la digue. (m)  
 $L_D$  : longueur du canal d'approche. (m)  
 LH : Longueur horizontal. (m)  
 $l_i$  : Longueur de la tranchée. (m)  
 $L_T$  : longueur du talweg principal. (km)  
 LV : Les longueur vertical. (m)  
 $m_1$  : Fruit du talus amont.  
 $m_2$  : Fruit du talus aval.  
 n : Coefficient de régusité de Manning.  
 N: Nombre de thalweg d'ordre 1.  
 P : Hauteur de la pelle. (m)  
 P : Pluie moyenne annuelle. (mm)  
 P : Périmètre du bassin versants. (km)  
 $P_e$  : produit de sédimentation en suspension et charriage en. ( $m^3/Km^2/an$ )  
 $P_f$  : profondeur de la fondation  
 $P_{j_{\text{max}}}$  : Pluie journalière maximal. (mm)  
 $P_{t_c}$  : Pluie pendant le temps de concentration de fréquence donnée. (mm)  
 q : Débit de fuite unitaire. ( $m^3/s/ml$ )  
 $Q_b$  : débit total a travers le barrage. ( $m^3/s$ )  
 $Q_c$  : Débit de la crue de projet. ( $m^3/s$ )  
 $Q_d$  : Débit à l'instant t après la décrue. ( $m^3/s$ )  
 $Q_F$  : débit de fuite à travers les fondation. ( $m^3/s$ )  
 $Q_i$  : Débit de la tranche i. ( $m^3/s$ )  
 $q_l$  : Débit laminé. ( $m^3/s$ )  
 $Q_m$  : Débit à l'instant t après le début de la crue. ( $m^3/s$ )  
 $Q_{p_{\text{max}}}$  : Débit maximal de prise. ( $m^3/s$ )

R : revanche. (m)  
 $R_{Hi}$  Rayon hydraulique. (m)  
 $R_u$  : coefficient de sédimentation dans le bassin versant.  
 S : Superficie du bassin versants. (km<sup>2</sup>)  
 $S_c$  : section du chenal. (m<sup>2</sup>)  
 $S_d$  : Volume déversé. (Mm<sup>3</sup>)  
 SDR : Taux De Sédimentation.  
 $SDR_b$  : Taux De Sédimentation de base.  
 $SDR_e$  : Taux De Sédimentation estimée par le modèle.  
 SE : Erreur Standard. (%)  
 $S_i$  : surface partielle comprise entre deux courbes de niveau Successives. (m<sup>2</sup>)  
 $S_{mi}$  : Surface mouillé de la tranche i. (m<sup>2</sup>)  
 t : Diamètre du barreau. (mm)  
 T : Période de retour. (ans)  
 $T_b$  : Tassement du au poids de la digue. (m)  
 $T_c$  : Temps de concentration. (h)  
 $T_d$  : Temps de la décrue en heure. (h)  
 $T_m$  : Temps de la montée de la crue en heure. (h)  
 $T_p$  : temps de prise. (h)  
 $T_s$  : Délai de service. (ans)  
 $v_0$  : Vitesse de passage de l'eau à travers l'ouverture de la prise d'eau. (m/s)  
 $V_a$  : Vitesse d'approche. (m/s)  
 $V_{adm}$  : Vitesse admissible. (m/s)  
 $V_C$  : Volume de la crue de projet. (Mm<sup>3</sup>)  
 $V_{cr}$  : Vitesse du courant. (m/s)  
 $V_d$  : Volume déficitaire. (Mm<sup>3</sup>)  
 $V_e$  : Vitesse d'écoulement. (m/s)  
 $V_{ép}$  : Volume évaporé. (Mm<sup>3</sup>)  
 $V_F$  : Volume de la charge sur le déversoir. (m<sup>3</sup>)  
 $v_g$  : Vitesse de passage de l'eau à travers la grille. (m/s)  
 $V_{pv}$  : vitesse de propagation des vagues sur le plan d'eau. (m/s)  
 $V_R$  : Vitesse de ruissellement. (m/s)  
 $V_{rf}$  : Volume de remplissage final. (Mm<sup>3</sup>)  
 $V_{ri}$  : Volume de remplissage initial. (Mm<sup>3</sup>)  
 $V_s$  : volume excédentaire a évacuer. (Mm<sup>3</sup>)  
 w : Largeur de la clé d'encrage. (m)  
 $X_0$  : SDR observée.  
 $X_e$  : SDR estimée.  
 $X_t$  : Pluie maximale correspondante à une période de retour. (mm)  
 $Y_0$  : Lamme d'eau écoulée. (mm)  
 Z : Différence de charge. (m)  
 $Z_e$  : coefficient empirique lie à l'érosion du bassin.  
 $Z_e^0$  : Niveaux d'eau pour la section (0-0). (m)

$Z_e^i$  : Niveaux d'eau pour la section i. (m)

$Z_f^i$  Niveau du fond dans la tranchée. (m)

$Z_{vid}$  : Hauteur entre CVM et CEL. (m)

$\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives. (m<sup>3</sup>)

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives. (m)

$\Delta L$  : distance entre le point d'entrée d'eau et sa sortie. (m)

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

$\delta$ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge de la conduite.

$\mu$  : Variable de Gauss.

$\mu_d$  : Coefficient de débit.

$\xi_0$  : Coefficient de perte de l'ouverture.

$\xi_{choc}$  : Coefficient du au choc.

$\xi_{ent}$  : Coefficient de perte à l'entrée.

$\xi_g$  : Coefficient de perte au niveau de la grille.

$\rho_s$ : Masse volumique des sédiments.

$\beta$  : Coefficient qui dépend de la forme des bases de grille.

# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**

## **Introduction générale :**

L'eau joue un rôle essentiel et indispensable dans la subsistance de tous les organismes vivants, animaux et végétaux de la biosphère. Elle représente un enjeu économique et écologique des plus importants. Elle est d'autant plus difficile à gérer, elle constitue à la fois un élément essentiel et un facteur stratégique à l'aménagement du territoire. Sa disponibilité conditionne de manière déterminante la répartition des populations, de l'urbanisation et des activités économiques.

L'Algérie comme la plupart des pays en voie de développement vivent une véritable crise de l'eau caractérisée par des sécheresses menaçantes dans certaines régions et des inondations dans d'autres. Cette situation nous pousse à réfléchir au problème par deux fois.

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser le maximum possible de ces eaux qui se jettent dans la mer. L'état Algérien a lancé un programme de réalisation de plusieurs dizaines de barrages et de retenues collinaires. Parmi les quelles se trouve le futur barrage de Zaouia sis dans la commune de Makouda, wilaya de Tizi-Ouzou, et qui fera l'objet de notre présente étude. Ce futur projet sera destiné à l'alimentation en eau potable de la daïra de Makouda et l'irrigation des terres du moyen Sébaou.

Pour arriver à cette fin, nous aborderons en chapitre I, les aspects géologiques et géotechniques du site, alors qu'en chapitre II, nous étudierons l'hydrologie du bassin versant de l'oued Stita. L'étude des crues et le calcul du volume mort sera traitée en chapitre III, sous l'appellation étude des crues et transport solide. La cruciale étape relative à l'étude du laminage des crues, sera abordée en chapitre IV. Quant au dimensionnement à proprement parlé du barrage le chapitre V, lui sera consacré. On parlera des infiltrations et de la stabilité du barrage dans le VI chapitre, et enfin le chapitre VII sera consacré aux ouvrages annexes.

Nous terminerons le travail par une conclusion générale où tous les résultats importants seront relatés.

# **Chapitre I**

# **Etude géologique et géotechnique**

## Introduction :

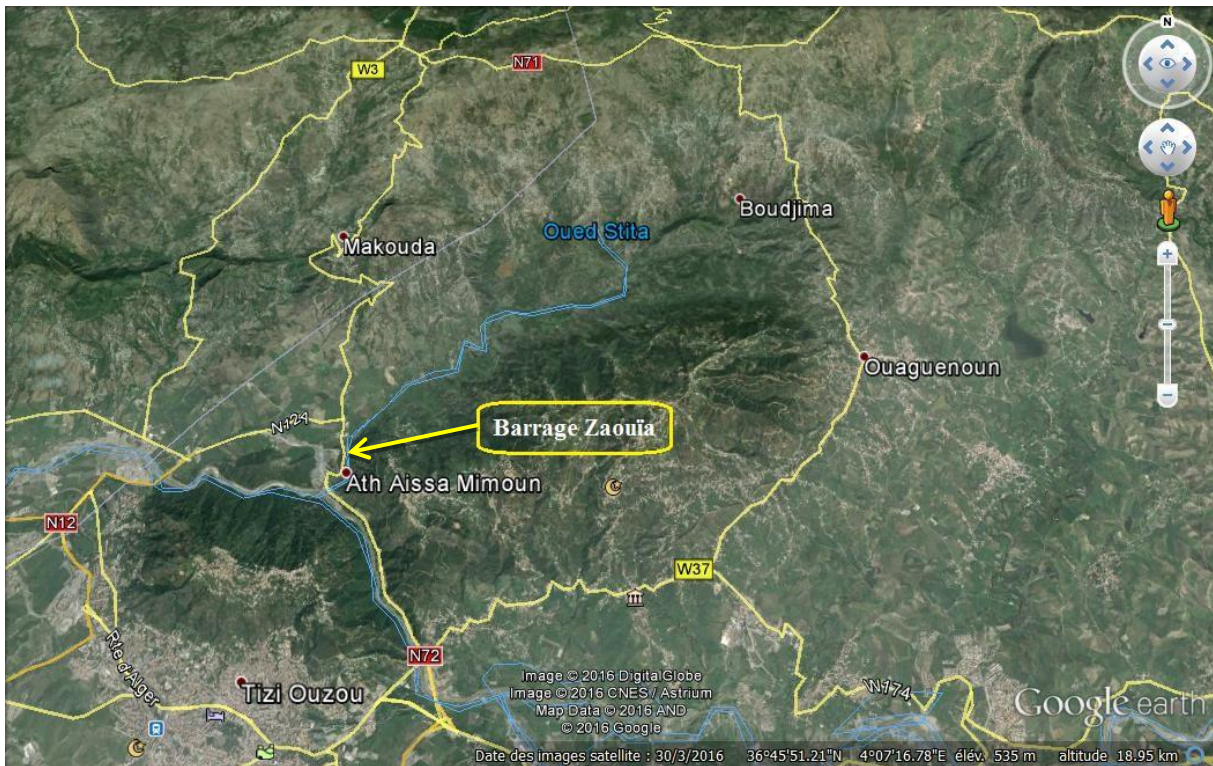
La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette, ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

### I-1 Description du site du barrage :

Le site du barrage Zaouïa est situé sur l'oued Stita dans la commune de Makouda (Wilaya de Tizi-Ouzou), à environ 1 km en amont de sa confluence avec l'oued Sebaou et 10 Km au NNE de la ville de Tizi-Ouzou.

L'accès au site se fait par la route RN12, à partir de Tizi-Ouzou vers l'Est et puis suivants la route RN72, vers le nord. Le site est situé à l'amont du pont permettant à la route RN72 de franchir l'oued Stita.



*Figure (I-1) : Vue aérienne de la zone d'étude avec les accès possible.*

### I-2 Choix de l'axe du barrage :

La zone proposée pour la réalisation du barrage est une zone de gorge, d'environ 500m de longueur, avec des versants escarpés et boisés en amont de la gorge. La vallée de l'oued Stita s'ouvre rapidement pour former une cuvette large, avec une couche alluvionnaire importante.

La côte du niveau du radier dans le site du barrage est de 65 m N.G.A, les altitudes qui dominent la cuvette de la retenue varient de 200 à 700 m N.G.A.

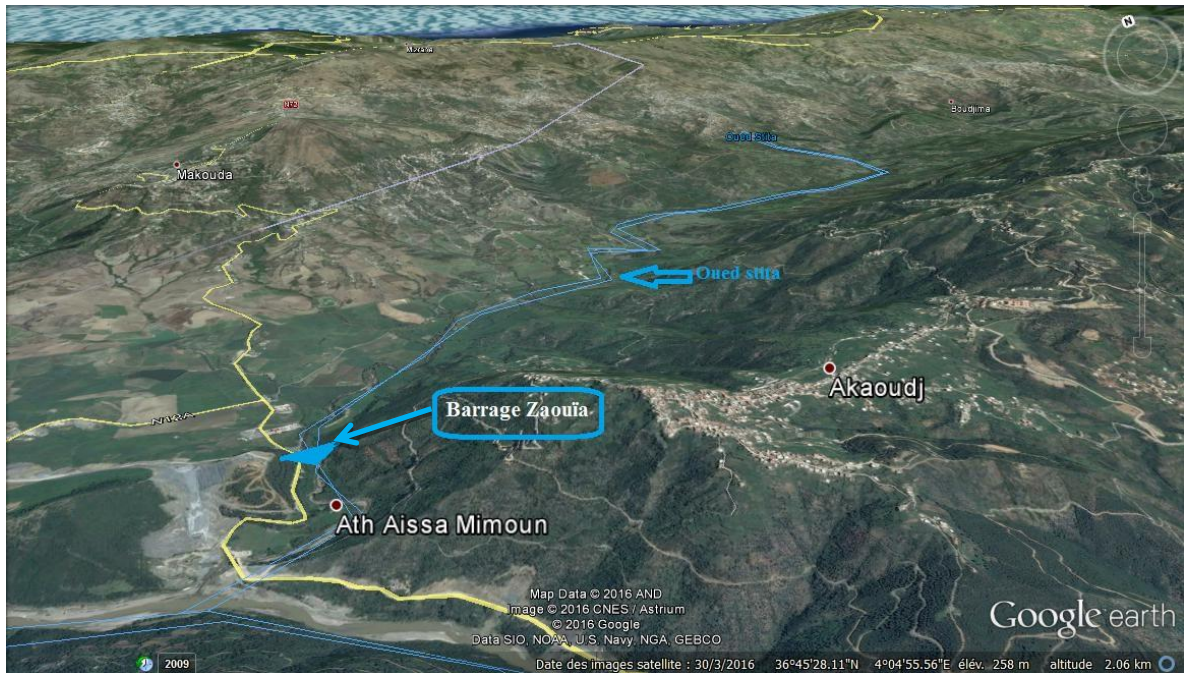
Par son aspect topographique le site de Zaouïa est particulièrement intéressant pour l'établissement d'une retenue.

Les coordonnées Lambert du site, sont :

X= 622.200 Km

Y=384.700 Km

Z=65 m



*Figure (I-2) : Vue tridimensionnelle de la zone d'étude.*

### **I-3 Etude géologique : [10]**

La cuvette de la future retenue s'entend vers le nord-est sur 5,5 Km environ le long de l'Oued Stita. La vallée principale de l'Oued Stita, orientée obliquement par rapport à l'axe du barrage et ses affluents de la rive droite, forment une cuvette de grande largeur de l'ordre de 1,5 Km à 2 Km dans sa partie aval.

#### **I-3-1 Objet des études géologiques :**

L'étude géologique d'un site de barrage a pour objectif de répondre aux questions suivantes:

- Adaptation de l'ouvrage au site
- La stabilité de la zone de fondation.
- Etanchéité de la cuvette et la stabilité de ses versants.
- L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaire à la construction du barrage.



## A. Géologie régionale :

La zone du site du barrage Zaouia et de la cuvette fait partie de la région Dellys-Tizi-Ouzou, l'aire d'occurrences de plusieurs unités appartenant aux formations post-nappes et synchro-nappes, ainsi qu'au Socle Kabyle.

Les séries appartenant au Socle Kabyle sont représentées dans le Sud-est de la région par la série du Djebel Aïssa Mimoun (schistes, grauwackers, tufs rhyolitiques et albitophyres) et la Série satinée du Djebel Balleoua (micaschistes et cippolines)

Le massif cristalophyllien, où est localisé le site du barrage Zaouia, appartient à l'extrémité Ouest de la série du Djebel Aïssa Mimoun, les formations du Socle Kabyle sont représentées par la Série écrasée de Sidi Ali bou Nab (blast mylonites) et par le Granite Sidi Ali Bou Nab.

Vers le Nord, on trouve des terrains sédimentaires appartenant aux formations post-nappes du Miocène, représentées par des marnes et des grès du Langhien-Serravallien et des marnes et des conglomérats du Burdigalien terminal. La cuvette de la retenue Zaouia sera placée sur des marnes du Langhien-Serravallien, dénommées argilites calcaires grises et de faible résistance d'après le rapport « Recherches de sites de barrages en Grand Kabylie, 1965 ».

Plus au Nord, les formations synchro-nappes, charriées, sont représentées par :

- Unité Numidienne (grès numidiens, aquitaniennes et argiles sous-numidiennes, oligocènes).
- Unité tellienne de Dellys (marnes et bio micrites en plaquettes).
- Unité d'Afrir-Azeffoun (flysch grés-micacé du Lutétien supérieur - Stampien en flysch argilo-calcaro-microbréchiq du Turono-Sénonien).

## B. Géologie du site du barrage et de la cuvette :

Au droit du barrage, les appuis sont formés de micaschistes et de quart-schistes paléozoïques, plissés et faillés, masqués par des colluvions généralement fines.

Sur la rive gauche, la roche est rarement exposée. Sous les petits affleurements de micaschiste, résistants à modérément faibles, légèrement à moyennement altérées.

En aval de l'axe du barrage aucun affleurement n'apparaît et le sol semble être formé de limon argileux brun-orange à brun-rouge, contenant des fragments anguleux de roche faisant jusqu'à 500mm.

Les alluvions du fond du lit de l'oued se composent de graviers et de galets subanguleux, constitués principalement de schistes et de grès dans une matrice prédominante sableuse. Ces matériaux granuleux pourraient former une couche de 2 m d'épaisseur seulement au-dessus de dépôts plus imperméables, ce qui favorise la stagnation d'eau au fond du chenal.

Le bassin de la retenue repose sur des argilites calcaires du Miocène, grise et de faible résistance et d'alluvions limoneuses dans le fond de la vallée. Certaines pentes, et en particulier celles de la rive droite, sont recouvertes par endroits de dépôts d'anciennes terrasses alluviales, les matériaux de ces terrasses de 6 à 8 m d'épaisseur, se composent principalement de galet de blocs arrondis dans une matrice d'argile limoneuse brune.

Sur la rive droite de la retenue, les pentes abruptes du haut des versants sont formées de roches métamorphiques du Paléozoïque qui affleurent parfois plus bas à travers la couverture d'argilites

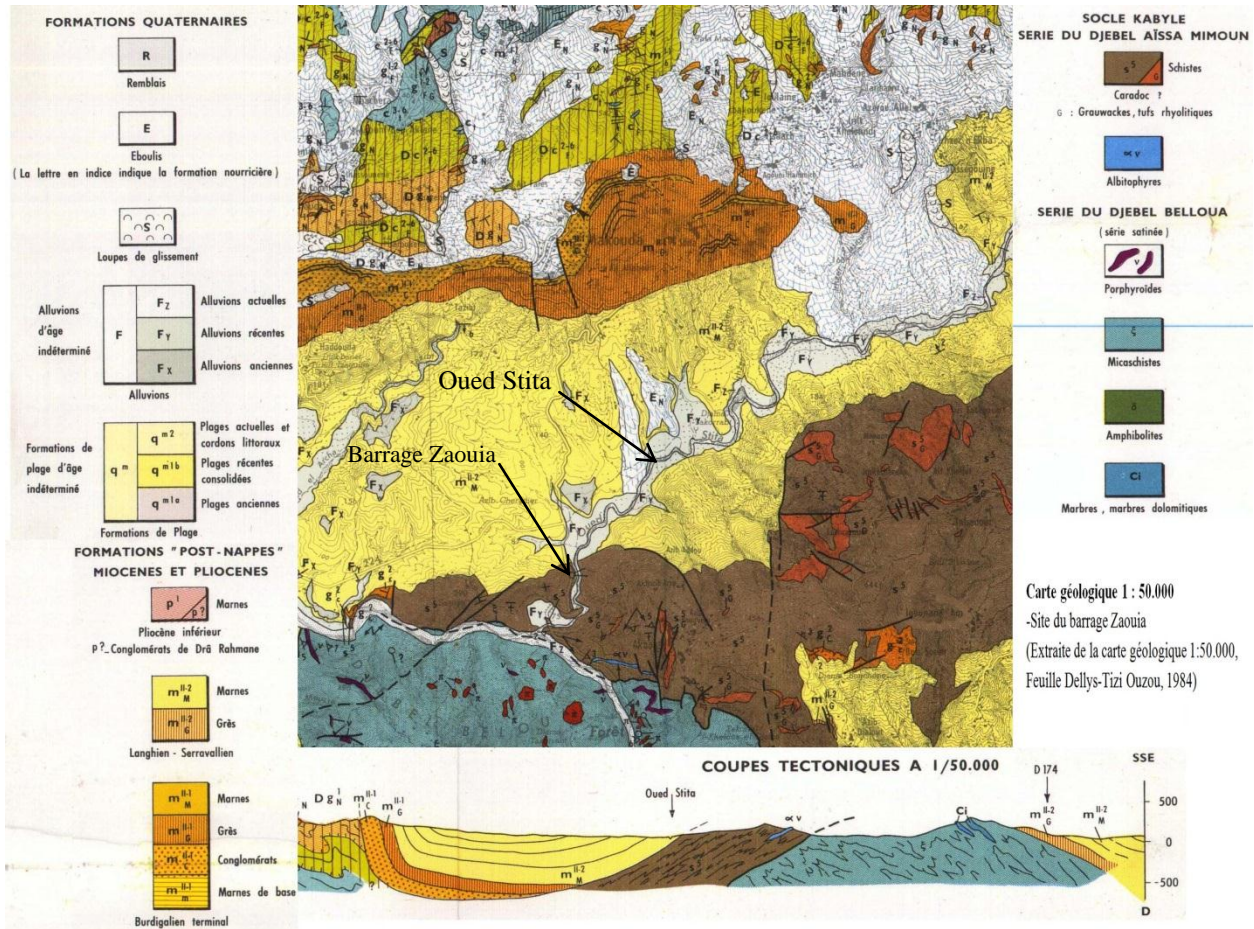


Figure (I-3) : Carte géologique de la région d'étude (Extrait de la carte géologique de la région Dellys-Tizi Ouzou, à l'échelle 1/50.000).

### C. Géologie et géomorphologie de l'axe de la digue :

Le site du barrage est localisé au droit d'une gorge relativement étroite en aval d'une large vallée. Au droit du barrage, les versants de la vallée s'enlèvent selon une pente de 35°-40° à partir d'une plaine d'inondation de 40 mètres de large.

L'existence d'un col topographique, situé en rive gauche, limite la hauteur du barrage à environ 55 m. La crête étroite de la rive gauche est favorable à l'exécution d'un évacuateur de crue.

Au droit du barrage, les appuis sont formé de micaschistes et de quartz-schistes paléozoïques, plissés et faillés, masqués pas des colluvions généralement fines.

Les pentes sont généralement couvertes de colluvions d'environ 2 mètres d'épaisseur, formées de blocs de schistes anguleux dans une matrice silteuse brune.

#### **D. Etanchéité et stabilité de la cuvette :**

L'ensemble de la cuvette est situé presque entièrement dans des marnes ou argilites appartenant au Langhien-Serravallien de la formation miocène post-nappe qui sont généralement des roches imperméables ou de très faible perméabilité.

La plupart des roches métamorphiques sont enveloppées par des argilites et des marnes miocènes au-dessous du niveau des eaux de la retenue. Par endroits les roches métamorphiques affleurent plus bas à travers des couvertures miocènes. Un petit affleurement isolé de grés cristallin presque métamorphosé en marbre se présente dans la rive gauche, à quelques 2 Km à l'amont de l'axe.

Concernant les intercalations des calcaires métamorphosés qui peuvent être affectées par des phénomènes de dissolution, il faut rappeler leur disposition et leur continuité irrégulière dans la masse de schistes, sous forme de lentilles.

#### **I-4 Séismicité :**

Conformément à la réglementation parasismique et le document technique "DTR BC 2-48" dit : "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99" Il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable
2. Zone 1 : Sismicité faible
3. Zone 2 : Sismicité moyenne
4. Zone 3 : Sismicité élevée

Notre site se situe sur la zone sismique II à sismicité moyenne.

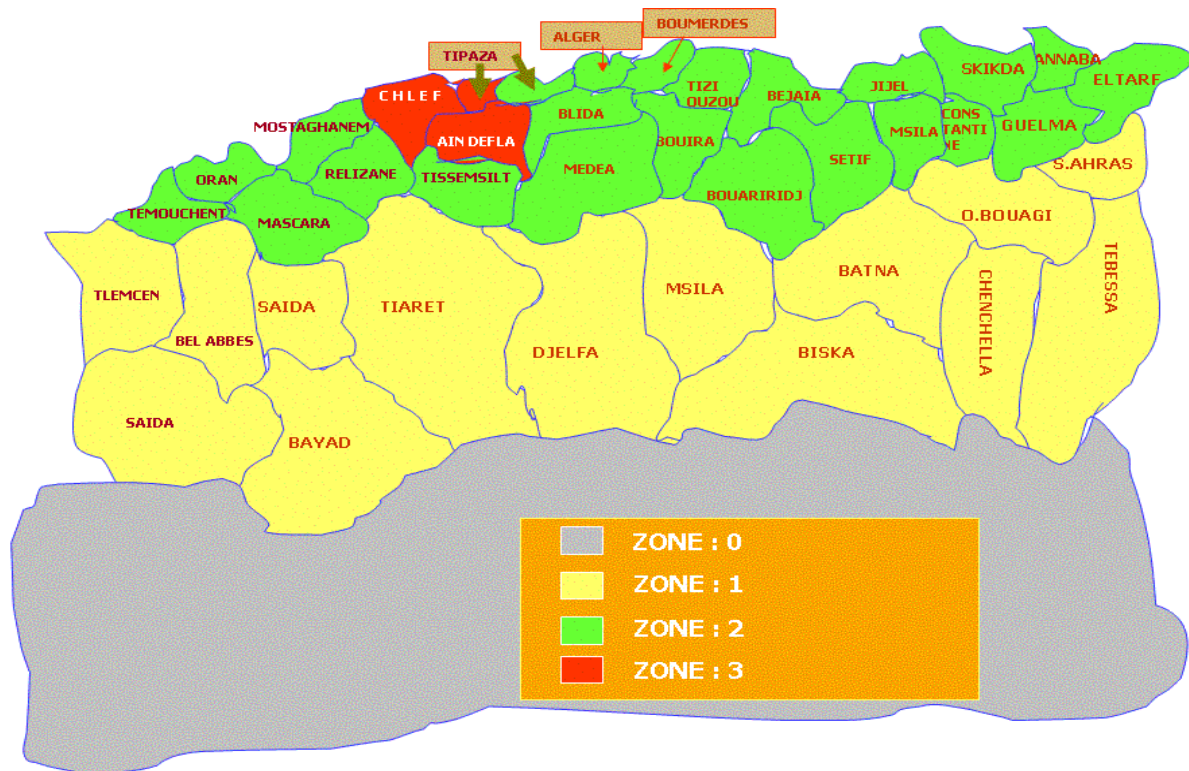


Figure (I-4) : Carte des zones sismiques du nord algérien.

## I-5 Matériaux de construction :

Les argiles et les argilites pourront être extraites de la zone de la retenue. Les dépôts de limon argileux des terrasses de bas niveau, pourraient fournir le matériau pour le moyen imperméable. De même la couche d'argile altérée recouvrant les argiles serait un bon matériau pour le noyau imperméable, mais elle fait généralement moins de 3m d'épaisseur.

Les alluvions de la retenue ne sont pas facilement traitables pour la production de granulas, mais elles pourraient être utilisées dans la recharges d'un barrage en terres; les alluvions de l'oued Sebaou pourraient probablement constituer une source de qualité satisfaisante.

L'exploitation des schistes ne fournirait pas probablement des matériaux convenable pour la production d'engrochement et de rip-rap il pourrait être possible d'utiliser a cet effet les grés de l'Oligocène qui affleurent à 4 km au nord.

## Conclusion :

Au terme de la présente étude, il ressort que le site Zaouia est constitué entièrement dans un milieu néogène « poste-nappes », représenté par des grée, des marnes et des schistes de la série de Djbel Aissa Mimoun.

La topographie du site Zaouia est particulièrement intéressante pour l'établissement d'une retenue. La crête étroite de la rive gauche est favorable à l'exécution des ouvrages annexes (vidange, prise d'eau, évacuateur de crue).

L'existence de quantité importante de matériaux argileux dans la zone de la retenue, nous oriente vers un type de digue homogène où la perméabilité tourne aux environs de  $10^{-7}$  m/s.

La production d'encrochement rip-rap pourrait être assurée par les grès de l'Oligocène qui affleurent à 4 km au nord du site du barrage.

## **Chapitre II**

# **Etude hydrologique**

## Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques physiques du bassin versant, ainsi que les caractéristiques hydro-pluviométriques nécessaires à l'étude du dimensionnement hydrotechnique du barrage et de ses annexes.

## II-1 Bassin versant :

### II-1-1 Définition :

Un bassin versant est une portion de territoire délimitée par les lignes de crête et irriguée par un même réseau hydrographique. A l'intérieure d'un même bassin toutes les eaux reçues suivent du fait du relief une pente naturelle et se concentrent vers un même point de sortie appelé exutoire.

### II-1-2 Caractéristiques morphologiques :

#### A. Paramètres géométriques :

##### A.1 Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant a été mesurée à l'aide du logiciel **Mapinfo** sur une carte topographique (Echelle 1/25000).

$$S = 69.72 \text{ km}^2$$

##### A.2 Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est aussi obtenu à l'aide du même logiciel sur la même carte.

$$P = 39.02 \text{ km}$$

#### B. Paramètres de forme : [1]

##### B.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc":

Cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

Plus cet indice est proche de 1, plus le bassin versant aura une forme ramassée et plus le temps de rassemblement des eaux vers l'exutoire sera court et il est de forme allongée si cette indice est supérieure à 1,2.

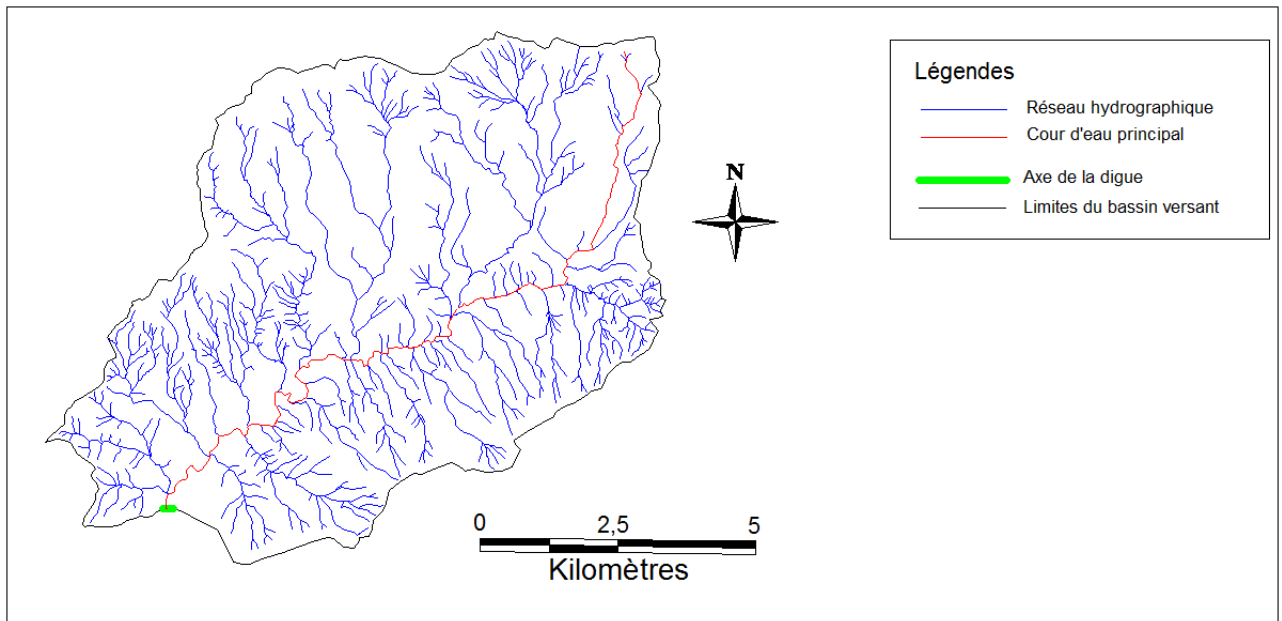
$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(II.1)$$

Où :

P: périmètre du bassin versant (Km);

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

L'indice de compacité est: **Kc=1.31**



**Figure (II.1) :** Chevelu hydrographique du bassin versant de l'Oued Stita.

**Conclusion :** Le bassin versant de l'oued Stita est de forme allongée.

**B.2 Rectangle équivalent:**

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L" , sa largeur "l" et la même superficie du bassin versant "S".

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(II.2)$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(II.3)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent en Km;

l : largeur du rectangle équivalent en Km;

Kc: Indice de compacité.

$$L=14.83 \text{ km}$$

$$l=4.70 \text{ km}$$



Le tracé du rectangle équivalent :

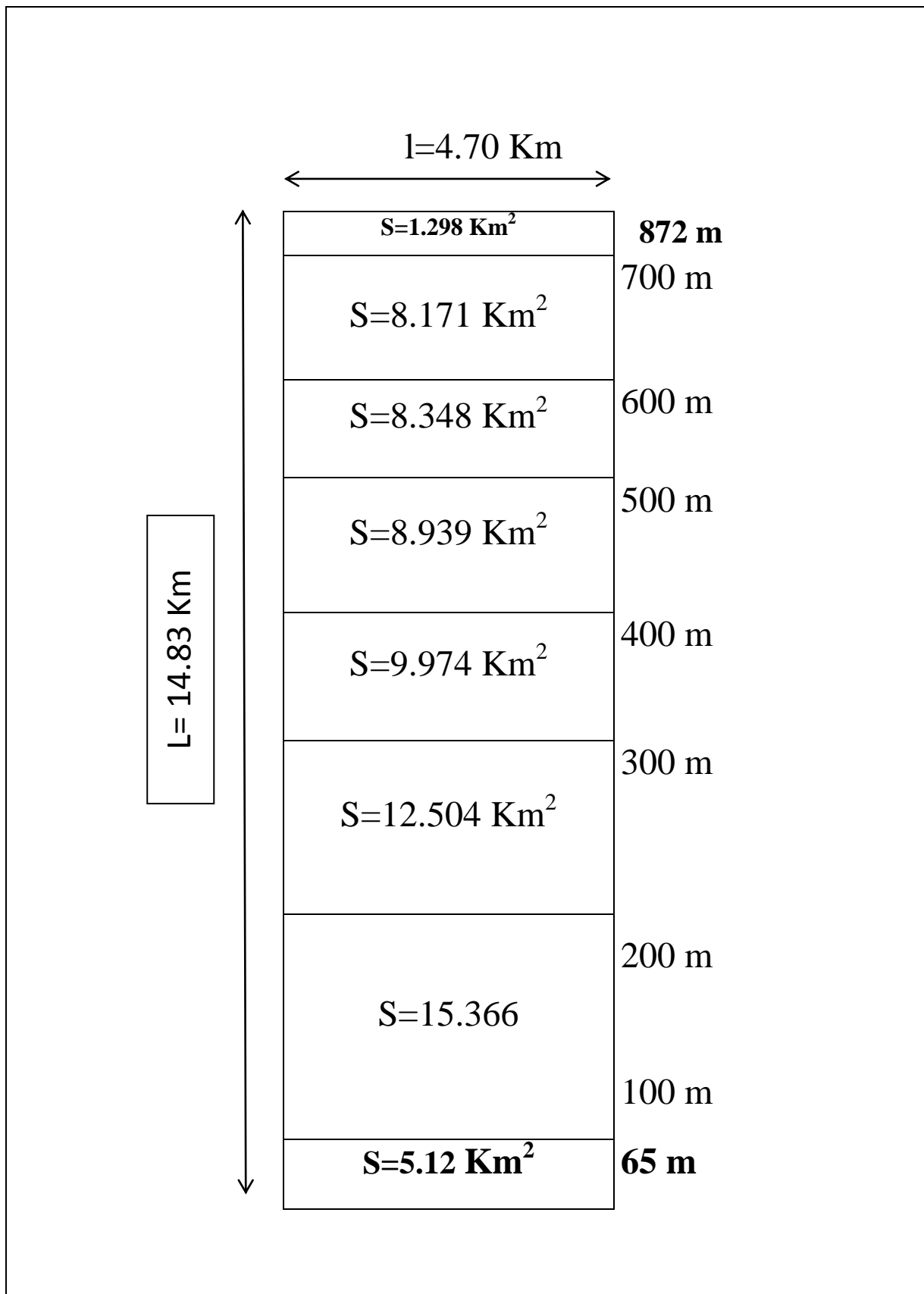
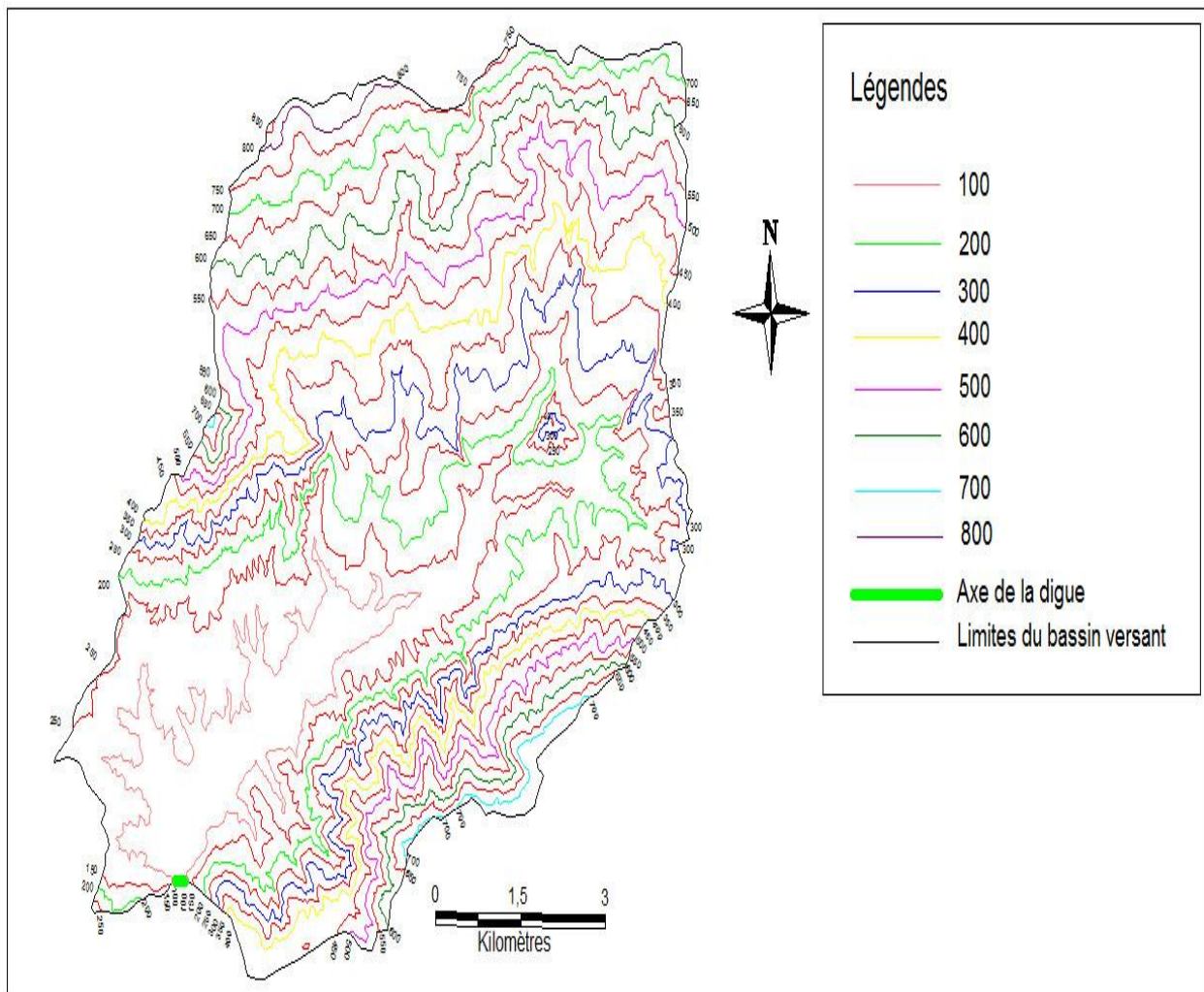


Figure (II.2) : Rectangle équivalent.

**C. Paramètres du relief:**

**Figure (II.3) :** Courbes de niveaux.

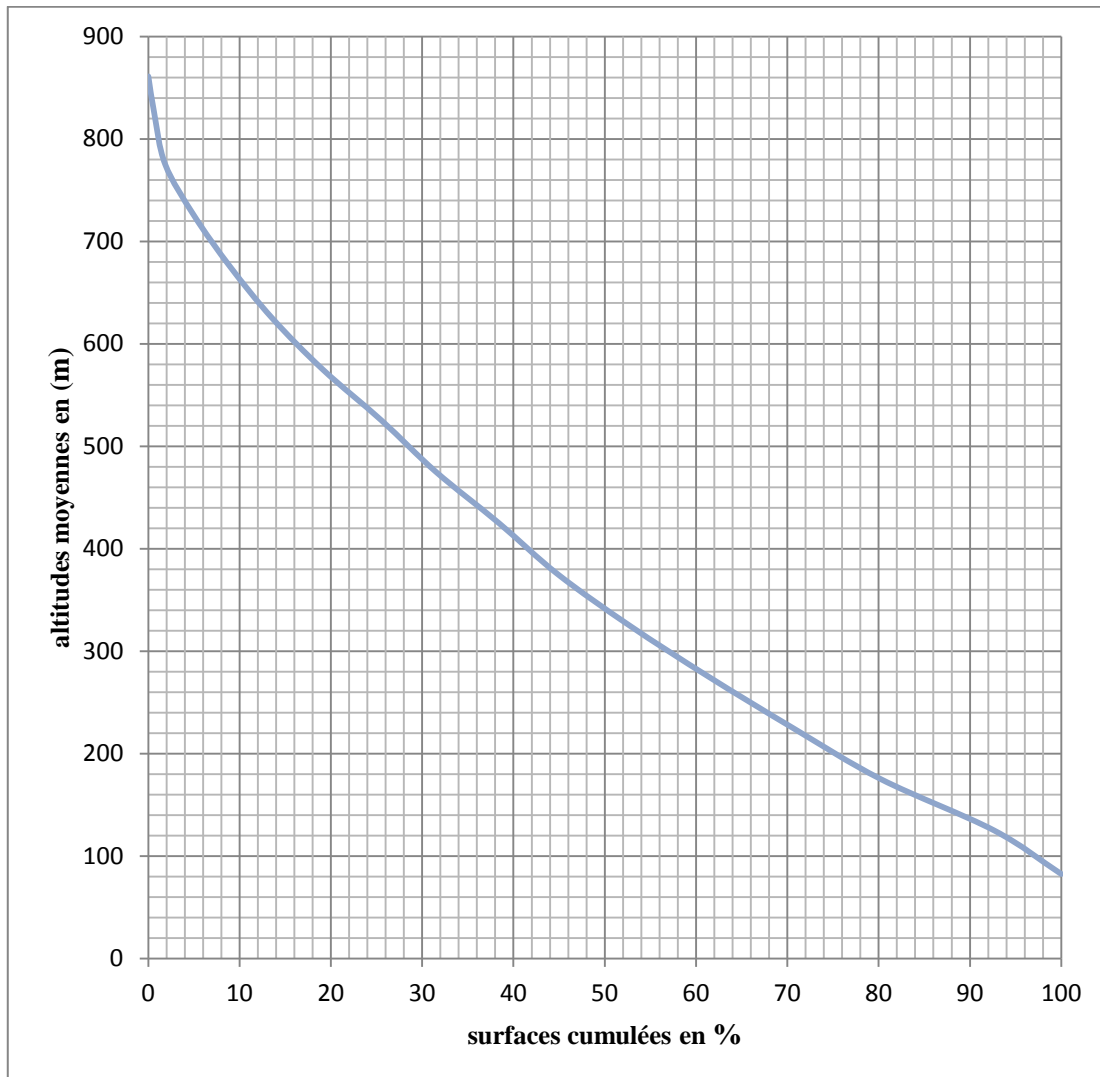
**C.1 Courbe hypsométrique :**

Elle représente la répartition des altitudes en fonction des surfaces cumulées en pourcentage de la surface totale du bassin versant.

**Tableau (II.1) : Variation de la surface en fonction de l'altitude.**

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	Surface partielle		Surface cumulée	
		Si(km <sup>2</sup> )	Si(%)	Sc(km <sup>2</sup> )	Sc(%)
872-850	861	0.009	0.012	0.009	0.012
850-800	825	0.45	0.645	0.459	0.657
800-750	775	0.839	1.203	1.298	1.86
750-700	725	2.210	3.169	3.508	5.029
700-650	675	2.761	3.96	6.269	8.989
650-600	625	3.200	4.589	9.469	13.578
600-550	575	3.844	5.529	13.313	19.107
550-500	525	4.504	6.467	17.817	25.574
500-450	475	4.135	5.938	21.952	31.512
450-400	425	4.804	6.896	26.756	38.408
400-350	375	4.504	6.462	31.26	44.87
350-300	325	5.470	7.845	36.73	52.715
300-250	275	6.074	8.676	42.804	61.391
250-200	225	6.430	9.225	49.234	70.616
200-150	175	6.726	9.647	55.96	80.263
150-100	125	8.64	12.394	64.6	92.657
100-65	82.5	5.12	7.343	69.72	100

La courbe hypsométrique est représentée par la figure (II. 4).



**Figure (II.4) : Courbe hypsométrique.**

A partir de la courbe hypsométrique, on détermine les altitudes suivantes :

- Altitude maximale  $H_{\max} = 872$  m
- Altitude minimale  $H_{\min} = 65$  m
- Altitude médiane  $H_{\text{med}} = H_{50\%} = 342$  m
- Altitude à 95%  $H_{95\%} = 115$  m
- Altitude à 5%  $H_{5\%} = 725$  m
- Altitude moyenne  $H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot \bar{H}_i}{S} = 349.10$  m .....(II.4)

avec:

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m);

$S_i$  : surface partielle comprise entre deux courbes de niveau Successives ( $\text{Km}^2$ );

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

### C.2 Indice de Pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique qui nous renseigne sur la topographie du bassin versant, elle donne une bonne indication sur le temps de parcours de ruissellement et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

Avec :

$$\Delta H = H_{\max} - H_{\min} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

L : longueur du rectangle équivalent en m.

$$I_{moy} = \frac{807}{14830} = 0.0544 = 5.44\% \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

### C.3 Indice de pente global :

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

$$I_g = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

Avec :

$$\Delta H = H_{5\%} - H_{95\%} \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

L : longueur du rectangle équivalent en m.

$$I_g = \frac{610}{14830} = 0.0411 = 4.11\% \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

### C.4 Indice de pente moyenne du thalweg principal I :

Il est donné par :

$$I = \frac{H_{moy}}{L} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

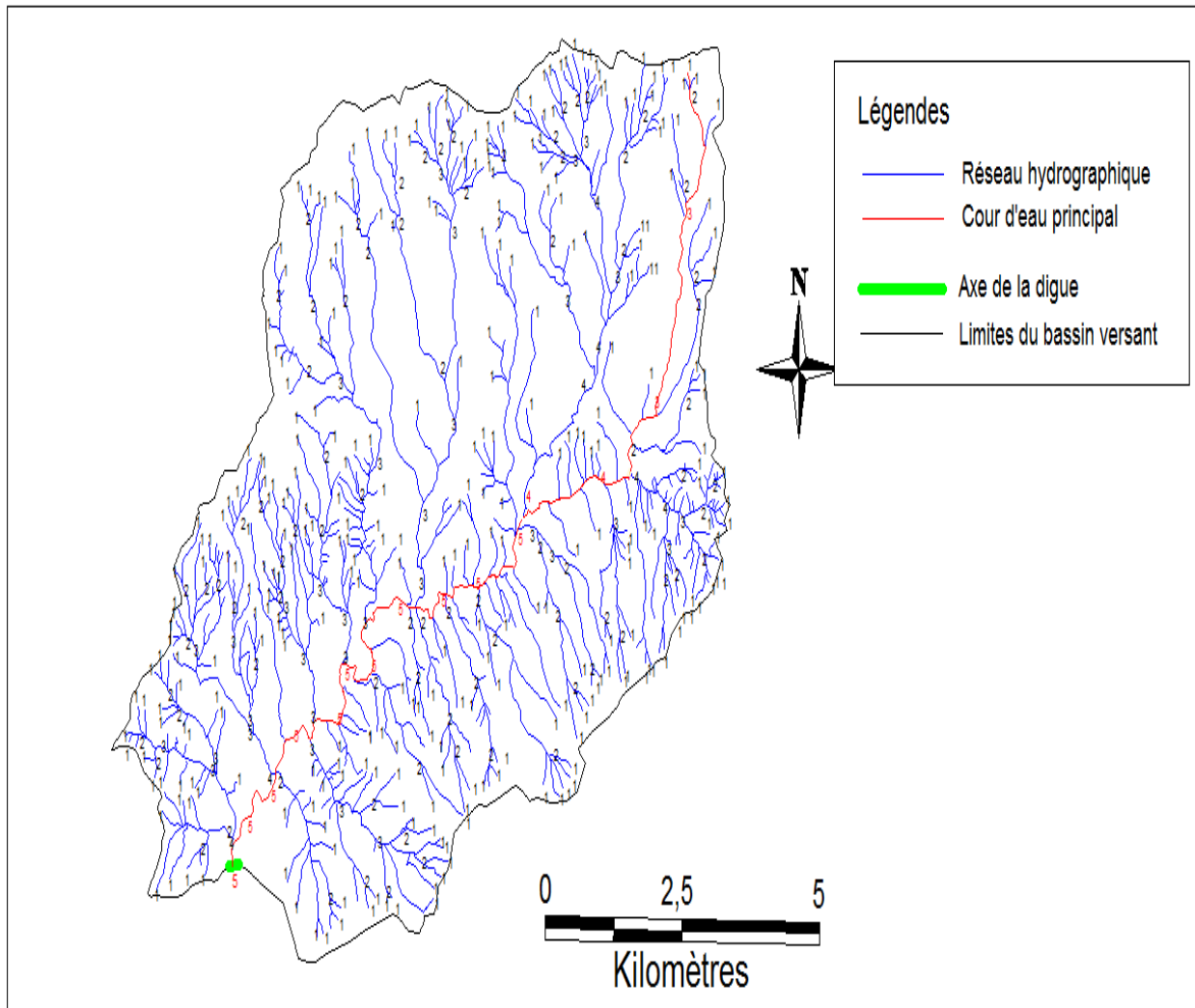
Avec :

$H_{moy}$  : l'altitude moyenne du bassin versant;

$L_T$  : longueur du thalweg principal;  $L_T = 16.69$  km.

$$I = \frac{349.1}{16690} = 0.0209 = 2.09\% \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

**D. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant**



**Figure (II.5) : réseaux hydrographique.**

**D.1 Densité de drainage :**

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur des canaux d'écoulement et la superficie du bassin.

$$Dd = \frac{\sum li}{S} \dots\dots\dots(II.13)$$

Avec :

li : longueurs des cours d'eau li=271.5 km;

S : surface du bassin.

$$Dd = 3.89 \text{ Km}^{-1}$$

**D.2 Coefficient de torrentialité "C<sub>T</sub>" :**

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité de drainage par la fréquence des talwegs élémentaires :

$$C_T = D_d \cdot F_1 = D_d \cdot N/S \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

Avec :

D<sub>d</sub> : densité de drainage;

N: Nombre de thalweg d'ordre 1. N= **463**;

S: Surface du bassin versant.

$$C_T = 25.83$$

**D.3 Temps de concentration "T<sub>c</sub>" :**

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin versant pour atteindre l'exutoire.

Il est donné par les formules suivantes :

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

Elle est donné par:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_T}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

Avec :

S : surface du bassin versant;

L<sub>T</sub> : longueur du talweg principal;

H<sub>moy</sub> : altitude moyenne de bassin versant;

H<sub>min</sub> : altitude minimale du bassin versant.

➤ **Formule KIRPICH :**

Elle est donné par:

$$T_c = 0.6651 (L_T)^{0.77} (I_g)^{-0.385} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

Avec :

L<sub>T</sub> : longueur du talweg principal;

I<sub>g</sub> : indice de pente globale.

➤ **Formule de VENTURA:**

Elle est donné par:

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I_g}} \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant;

I<sub>g</sub> : Indice de pente globale.

**Tableau (II-2) : Résultats obtenue de T<sub>c</sub>.**

Formule	T <sub>c</sub> (h)
GIANDOTTI	4.33
KIRPICH	3.35
VENTURA	5.24
Moyenne	4.31

On prend la moyenne des T<sub>c</sub> obtenue par les formules précédentes T<sub>c</sub> = 4.31 h.

**D.4 Vitesse de ruissellement "V<sub>R</sub>":**

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_T}{T_c} \dots\dots\dots(\text{II.18})$$

$$V_R = 3.87 \text{ Km/h}$$

Avec :

L<sub>T</sub> : longueur du talweg principal (km);

T<sub>c</sub> : temps de concentration (heurs).



Tableau (II.3) : Récapitulatif des caractéristiques du (BV).

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Superficie du bassin versant	S	Km <sup>2</sup>	69.72
Périmètre	P	Km	39.02
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	14.83
Largeur du rectangle équivalent	l	Km	4.70
Longueur du talweg principal	L <sub>T</sub>	Km	16.69
Altitude maximale	H <sub>max</sub>	m	872
Altitude moyenne	H <sub>moy</sub>	m	349.10
Altitude minimale	H <sub>min</sub>	m	65
Altitude correspondante à 5% de la surface du bassin versant	H <sub>5%</sub>	m	725
Altitude correspondante à 50% de la surface du bassin versant	H <sub>50%</sub>	m	342
Altitude correspondante à 95% de la surface du bassin versant	H <sub>95%</sub>	m	115
Indice de compacité	Kc	–	1.31
Indice de pente moyenne	I <sub>moy</sub>	%	5.44
Indice de pente globale	I <sub>g</sub>	%	4.11
Indice de pente moyenne de thalweg principal	I	%	2.09
Densité de drainage	D <sub>d</sub>	Km <sup>-1</sup>	3.89
Coefficient de torrentialité	C <sub>t</sub>	–	25.83
Temps de concentration	T <sub>c</sub>	h	4.31
Vitesse de ruissellement	V <sub>R</sub>	Km/h	3.87

## II-2 Etude climatique :

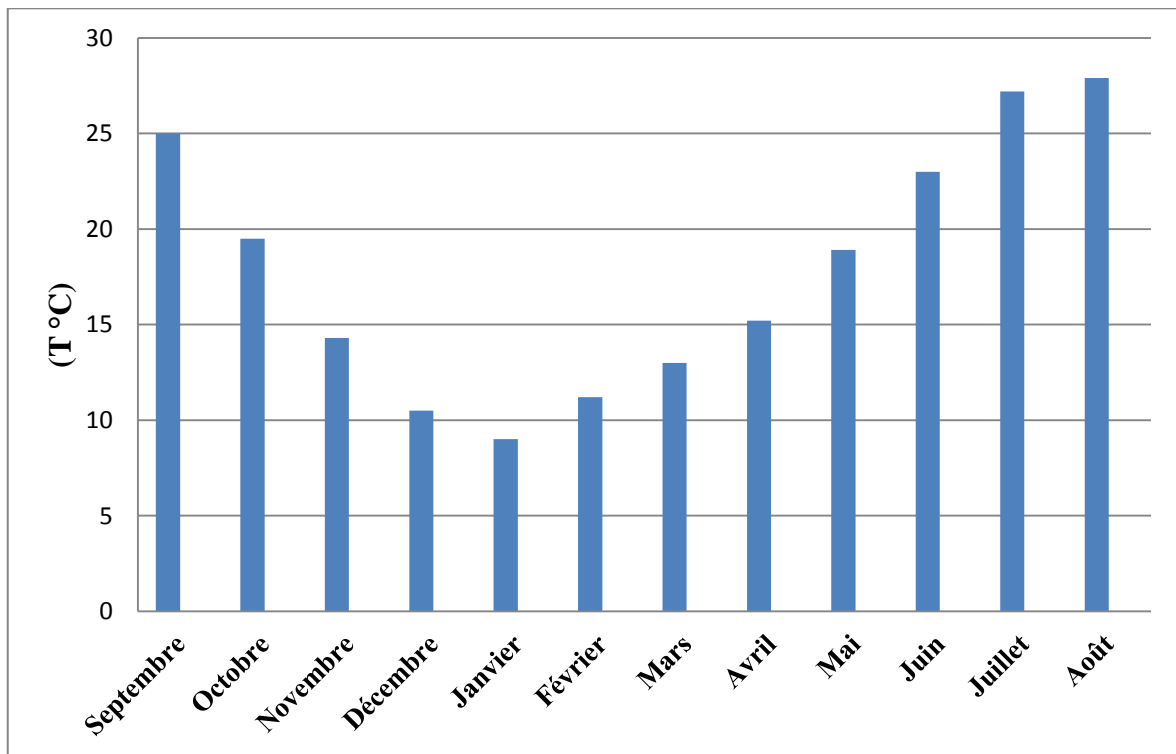
Le climat de la région est un climat méditerranéen, caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide.

### II-2-1 Température : [15]

Les valeurs moyennes des températures données par la station de Tizi-Ouzou sont dressées dans le tableau suivant :

**Tableau (II.4) :** Les températures moyennes mensuelles.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
T (°C)	25	19.5	14.3	10.5	9	11.2	13	15.2	18.9	23	27.2	27.2	17.9



**Figure(II.6) :** Température moyennes mensuelles données par la station de Tizi Ouzou.

### II-2-2 Vitesse du vent : [14]

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s).  
A Tizi-Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et le printemps sur la direction Est-Ouest, la vitesse maximal atteint 3 m/s.

**Tableau (II.5) :** Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.

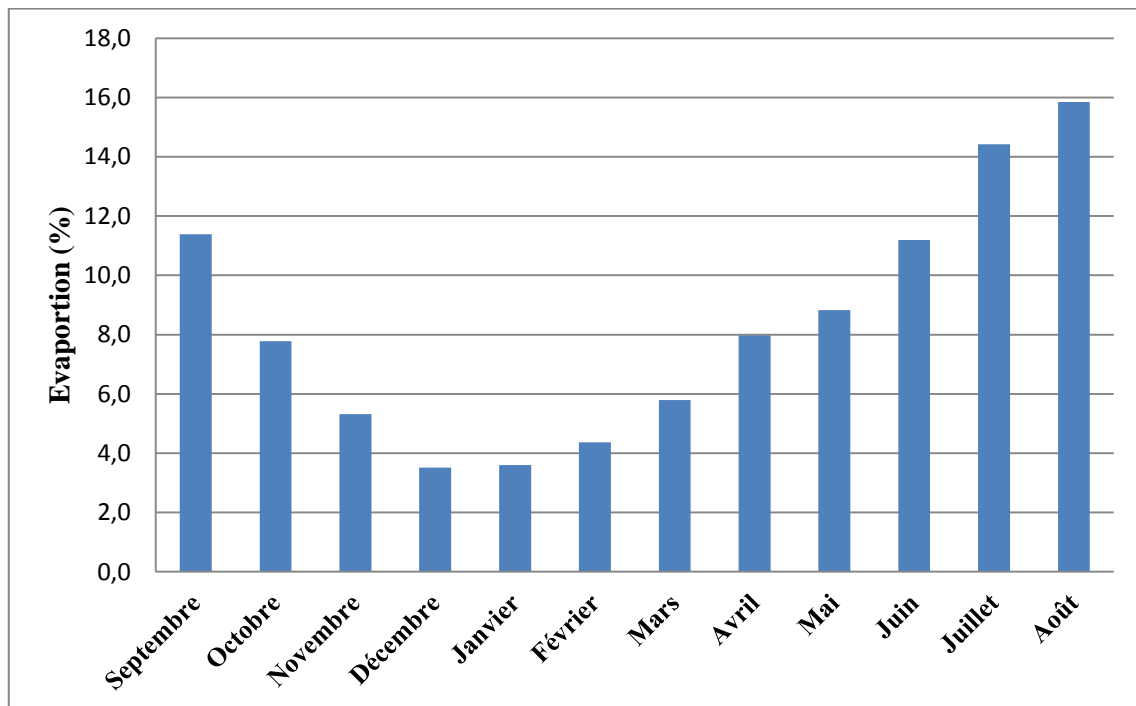
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Vitesse [m/s]	2.2	2.5	2.9	3.0	2.7	2.7	2.9	2.8	2.5	2.3	2.3	2.3	2.6

**II-2-3 Evaporation: [14]**

Les valeurs de l'évaporation sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (II.6) :** Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
mm	120	82	56	37	38	46	61	84	93	118	152	167	1054
%	11.4	7.8	5.3	3.5	3.6	4.4	5.8	8	8.8	11.2	14.4	15.8	100



*Figure (II.7) :* Répartition mensuelles de l'évaporation.

**II-2-4 Estimation de l'évapotranspiration : [1]**

Nous allons utiliser la formule de THORNWAITE, pour déterminer l'évapotranspiration.

$$ETP = 1,6 \left( \frac{10 * T}{I} \right)^a \dots\dots\dots(II.19)$$

Avec :

ETP : Evapotranspiration mensuelle en cm;

T : Température moyenne mensuelle en °C;

I : Indice annuel de température;

$$I = \sum_{i=1}^{12} i \dots\dots\dots(II.20)$$

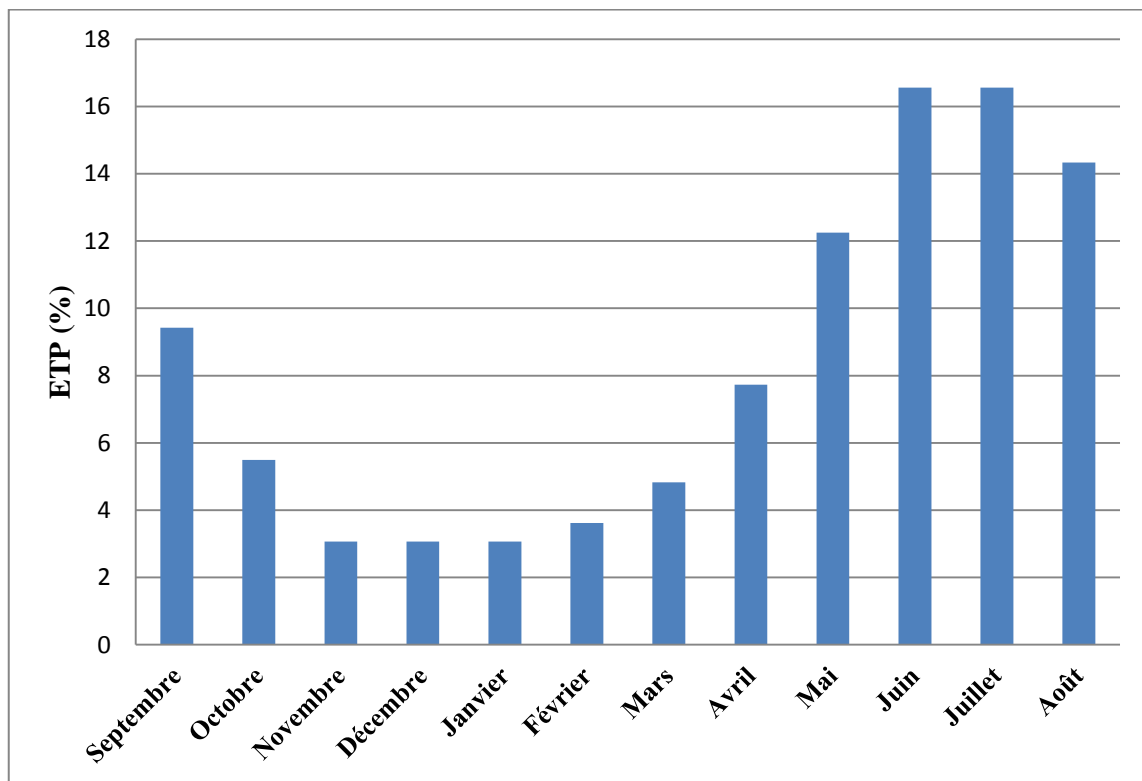
$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514} \dots\dots\dots(II.21)$$

a : Indice thermique mensuelle calculer comme suit :

$$a = \left(\frac{1.6}{100} * I\right) + 0.5 \dots\dots\dots(II.22)$$

**Tableau (II.7) : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration.**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
<b>ETP (cm)</b>	7.79	4.54	2.54	2.54	2.54	2.99	3.99	6.39	10.13	13.69	13.69	11.85	82.68
<b>ETP (%)</b>	9.42	5.49	3.07	3.07	3.07	3.62	4.83	7.73	12.25	16.56	16.56	14.33	100



**Figure (II.8) : Répartition mensuelles de l'évapotranspiration.**

## II-3 Pluviométrie :

### II-3-1 Calcul des précipitations :

Pour l'étude des précipitations on a pris en compte les stations de Makouda, Freha, Aghrib, DBK situé à proximité du bassin versant, elles comprennent des données mensuelles et annuelles sur une période de 30 années allant de 1977 à 2006.

*Tableau (II.8) : Coordonnées et codes des stations d'observation.*

Stations		Coordonnées		Altitude
Nom	code	X [km]	Y[km]	Z[km]
<b>Makouda</b>	02-18-05	622.65	390.15	520
<b>Freha</b>	02-16-03	641.9	383.5	140
<b>Aghrib</b>	02-16-01	645.1	391.25	680
<b>DBK</b>	02-18-04	615.2	382.45	90

#### A. Méthode de THEISSEN : [1]

Pour trouver la précipitation moyenne annuelle, on utilise la méthode Theissen qui est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\sum(P_i \cdot S_i)}{\sum P_i} \dots\dots\dots(II.23)$$

Avec:

P<sub>i</sub> : précipitation moyenne annuelle;

S<sub>i</sub> : superficie de la zone d'influence de la station.

$$P = 761.33 \text{ mm}$$

*Tableau (II.9) : La pluviométrie des stations d'observation.*

Station	Période d'observation	Nombre d'année	Surface (km <sup>2</sup> )	Précipitation moyenne annuelle (mm)
<b>Makouda</b>	1977-2006	30	60.47	772.02
<b>Freha</b>	1977-2006	30	0.993	708.63
<b>Aghrib</b>	1977-2006	30	0.295	1037.76
<b>DBK</b>	1977-2006	30	7.962	676.52

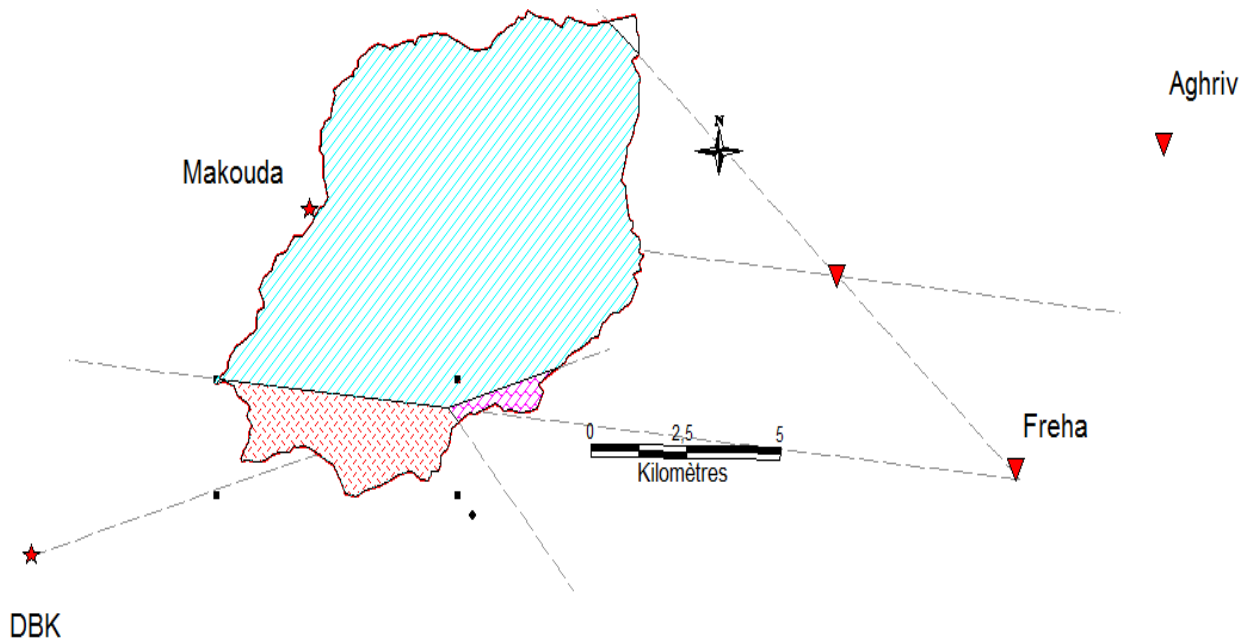
On remarque que les résultats obtenus par la méthode Theissen se rapprochent de la valeur de la pluviométrie de la station de Makouda, qui est la plus représentative de notre bassin versant, par conséquent nous la considérons comme station de référence.

### II-3-2 Pluie moyenne annuelle:

Le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle établie sur la base des observations faites à la station de MAKOUDA.

*Tableau (II.10) : Pluviométrie mensuelle de la station de Makouda.*

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
P(mm)	32.70	57.92	92.13	144.97	129.06	98.96	84.94	76.59	38.89	5.93	3.11	6.81	772.02
P(%)	4.24	7.50	11.93	18.79	16.72	12.82	11	9.92	5.03	0.77	0.40	0.88	100



*Figure (II.9) : Emplacements des stations utilisées.*

### II-3-3 Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices de crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger les ouvrages.

#### A. Ajustement des pluies maximales journalières :[14]

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel "Hyfran" .

#### ➤ Paramètres du logiciel:

T : Période de retour.

Q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale correspondante à la période de retour donnée.

**A.1 Loi de GUMBEL :**

La répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots(\text{II.24})$$

f(x): Fréquence au non dépassement.

$\alpha, x_0$  : des coefficients d'ajustement.

Si on pose :  $Y = \alpha(x-x_0) \dots\dots\dots(\text{II.25})$

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrira alors :  $F(x_i) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II.26})$

On trouve que  $X = \frac{1}{\alpha}y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II.27})$

Avec : X est la précipitation maximal journalière.

$Y_i = -[\ln(\ln F(x_i))] \dots\dots\dots(\text{II.28})$

**A.1.1 Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: 30

Paramètres :  $u=58.831860 \quad \alpha=23.513325$

Quantiles

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)  $\dots\dots\dots(\text{II.29})$

$T = 1/(1-q) \dots\dots\dots(\text{II.30})$

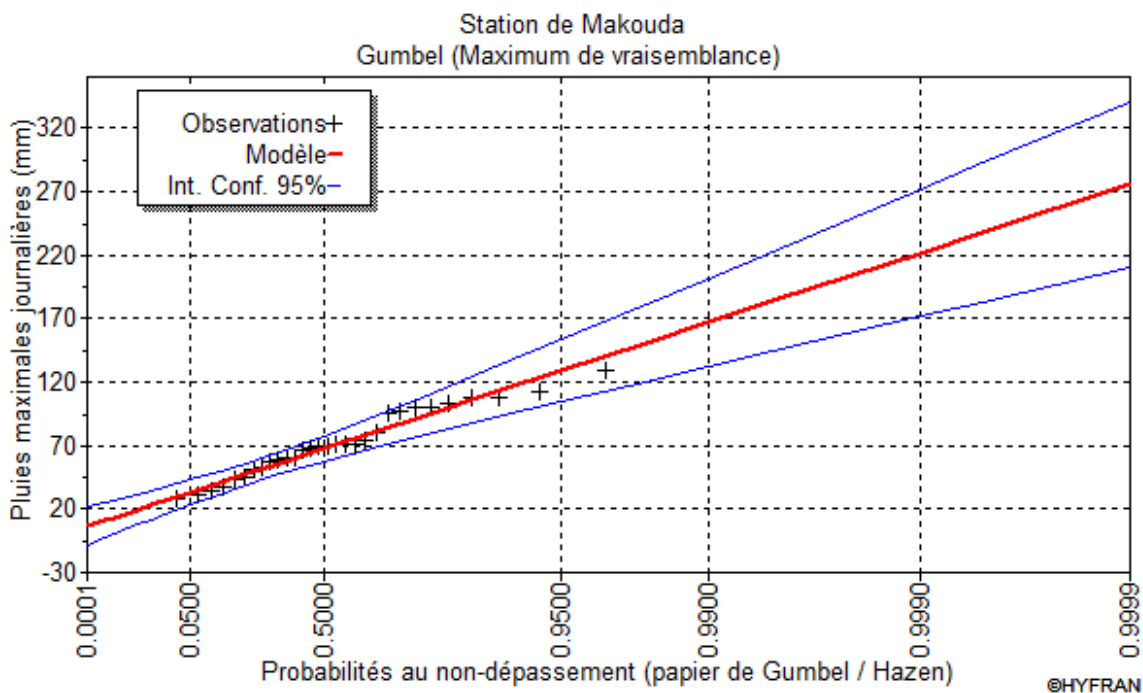
**Tableau (II.11) : Résultats de l'ajustement a la loi de Gumbel.**

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	275.40	33.292	174.92	417.41
2000	0.9995	237.55	27.811	157.58	341.36
1000	0.9990	221.24	25.458	149.79	310.69
200	0.9950	183.35	20.017	130.82	243.94
100	0.9900	167.00	17.688	122.18	216.95
50	0.9800	150.58	15.370	113.14	190.91
20	0.9500	128.67	12.325	100.39	157.72
10	0.9000	111.75	10.042	89.815	133.32
5	0.8000	94.100	7.7871	77.858	109.20
3	0.6667	80.058	6.1780	67.424	91.234
2	0.5000	67.450	5.0180	57.198	76.3

**A.1.2 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

**Tableau(II.12) :** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	27.500
Maximum	Aucun	128.60
Moyenne	72.404	71.797
Ecart-type	30.157	26.560
Médiane	67.450	69.700
Coefficient de variation (Cv)	0.41651	0.36993
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.1395	0.27070
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4000	2.0668



**Figure (II.10) :** Ajustement de la série par la loi de Gumbel.

**A.2 Loi de GALTON (log normal )**

$$\overline{\log P_{\max.j}} = \frac{\sum (\log P_{\max.j} - \overline{\log P_{\max.j}})^2}{N} \dots\dots\dots(II.31)$$

$$\log P_{\max.j} = \overline{\log P_{\max.j}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \text{ ( Equation de la droite d'ajustement) } \dots\dots\dots(II.32)$$



$U_{P\%}$  : Variable du Gauss pour différentes fréquences.

### A.2.1 Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 30

Paramètres :  $\mu= 4.201257$      $\sigma= 0.400542$

Quantiles :

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement) .....(II.33)

$T = 1/(1-q)$  .....(II.34)

**Tableau (II.13) : Résultats de l'ajustement a la loi de Galton (log normal).**

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	296.17	61.847	174.92	417.41
2000	0.9995	249.47	46.873	157.58	341.36
1000	0.9990	230.24	41.038	149.79	310.69
500	0.9980	211.50	35.555	141.80	281.20
200	0.9950	187.38	28.851	130.82	243.94
100	0.9900	169.56	24.173	122.18	216.95
50	0.9800	152.02	19.833	113.14	190.91
20	0.9500	129.05	14.621	100.39	157.72
10	0.9000	111.57	11.096	89.815	133.32
5	0.8000	93.531	7.9948	77.858	109.20
3	0.6667	79.329	6.0727	67.424	91.234
2	0.5000	66.770	4.8828	57.198	76.342

### A.2.2 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

**Tableau (II.14) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	27.500
Maximum	Aucun	128.60
Moyenne	72.347	71.797
Ecart-type	30.180	26.560
Médiane	66.770	69.700
Coefficient de variation (Cv)	0.41716	0.36993
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.3241	0.27070
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.2711	2.0668

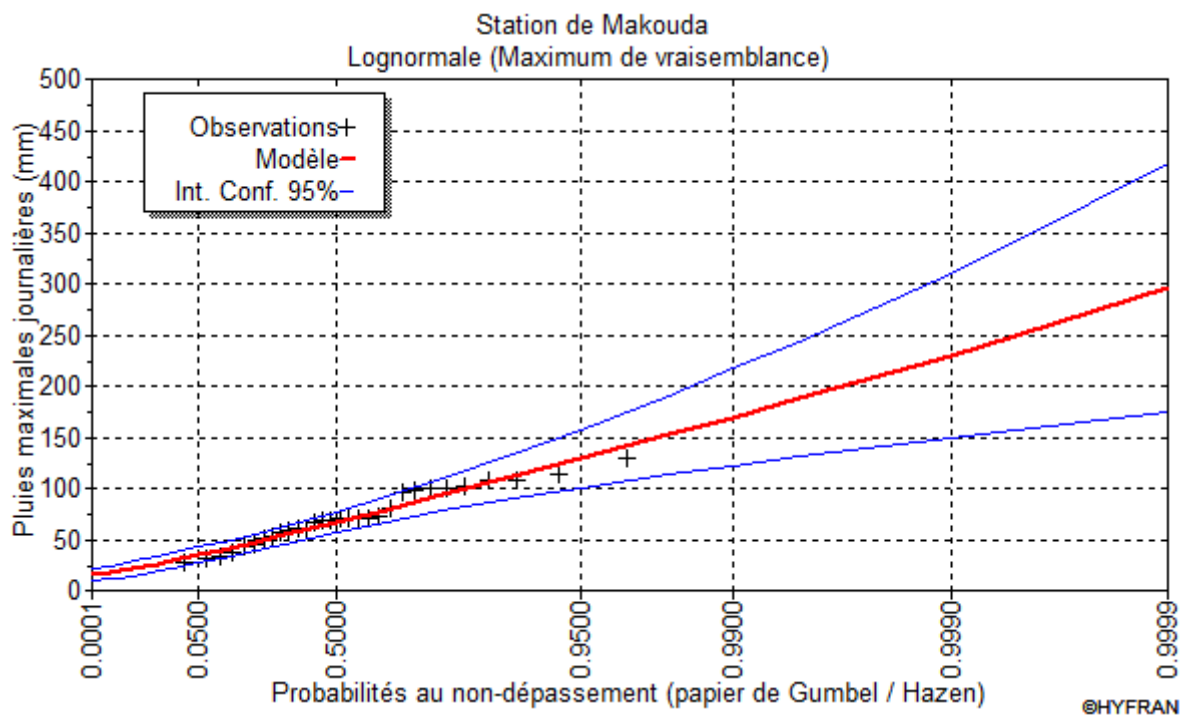


Figure (II.11) : Ajustement de la série par la loi de Lognormale (Galton).

A.3 Comparaison entre les deux ajustements :

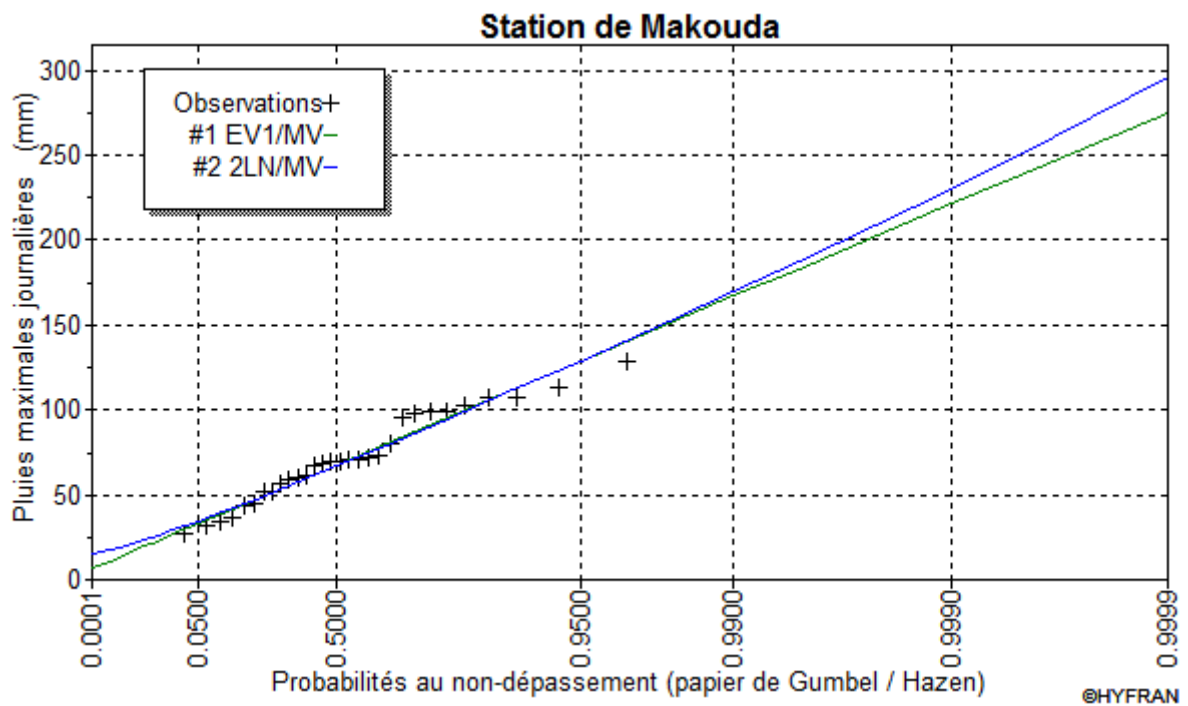


Figure (II.12) : Comparaison entre les deux ajustements.

**Commentaire** : D'après les deux droites d'ajustement on remarque quelles nous donne presque le même ajustement mais on constate que la droite de loi Lognormal (Galton), s'ajuste mieux à notre série. On consolide l'examen visuel par le test d'adéquation de KHI2 (K.Pearson).

#### **A.4 Test d'adéquation de KHI2 : [16]**

Après manipulation du logiciel Hyfran on obtiens les résultats suivants :

$$\chi^2_{\text{calculée}} = 3.13$$

Nombres de classes : 7

Degrés de liberté : 4

Sur la table de Pearson,  $\chi^2_{\text{théorique}} = 9.49$  pour  $\alpha = 5\%$

$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$  : L'adéquation de la loi est bonne autrement dit l'ajustement est bon pour une probabilité  $1-\alpha$  soit 95 %.

### **II-4 Etudes des apports liquides**

L'oued Stita ne dispose pas de stations de jaugeage, donc les apports seront estimés à partir de formules empiriques.

#### **II-4-1 Apport moyen interannuel (A) : [16]**

*L'apport interannuel A est donné par la formule suivante :*

$$A = Y_0 \cdot S \dots\dots\dots(\text{II.35})$$

Avec :

A: apport annuel en  $\text{Mm}^3$ ;

$Y_0$  : en m;

S : surface du bassin versant. (69.72 km)

Avant de calculer l'apport moyen interannuel il faut d'abord calculer la lame d'eau écoulée dans le bassin versant à l'aide des formules suivantes :

#### **A. Formule de MEDINGUER :**

Elle est donné par:

$$Y_0 = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots(\text{II.36})$$

Avec :

$Y_0$  : lame d'eau écoulée (m);

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle. (0.722m)

**B. Formule de SAMIE :**

Elle est donné par:

$$Y_0 = 0.784 (P_{\text{moy}} - 0.232) \dots\dots\dots(\text{II.37})$$

**C. Formule de TURC :**

Elle est donné par:

$$Y_0 = P_{\text{moy}} - \frac{P_{\text{moy}}^2}{\sqrt{0.9 + \frac{P_{\text{moy}}^2}{L_t^2}}} \dots\dots\dots(\text{II.38})$$

Avec :

$L_t$  : paramètre dépend de la température moyenne annuelle T.

$$L_t = 300 + 25 T + 0.05 T^3 \dots\dots\dots(\text{II.39})$$

**D. Formule de CHAUMONT :**

Elle est donné par:

$$Y_0 = 0,6 P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots(\text{II.40})$$

Les résultats des calculs sont énumérer dans le tableau ci-dessous:

*Tableau (II.15) : Résultats obtenue de l'apport interannuel.*

Formule utilisée	Lame d'eau $Y_0$ (m)	Apport annuel A (Mm <sup>3</sup> )	Débit Q(m <sup>3</sup> /s)
<b>MEDINGUER</b>	0.268	18.68	0.592
<b>SAMIE</b>	0.423	29.49	0.935
<b>TURC</b>	0.143	9.97	0.316
<b>CHAUMONT</b>	0.181	12.62	0.400
<b>Moyenne</b>	0.254	17.69	0.561

**Résultats :**

L'apport annuel moyen est **A=17.69 Mm<sup>3</sup>**

La lame d'eau écoulée est  **$Y_0 = 0.254$  m**

Le débit de l'apport annuel est **Q = 0.561 m<sup>3</sup>/s**

**II-4-2 Etude fréquentielle des apports : [6]**

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A}{\sqrt{Cv^2+1}} e^{-\mu\sqrt{\lg(Cv^2+1)}} \dots\dots\dots(\text{II.41})$$

$$A\% = 16.25 e^{-\mu 0.271} \dots\dots\dots(\text{II.42})$$

Avec :

$A\%$  : Apport de fréquence donnée;

$\mu$  : Variable de Gauss;

$A$  : Apport moyen annuel ( $\text{Mm}^3$ );

$$\text{FND}(\text{fréquence au non-dépassement}) = 1 - \frac{1}{T} \dots\dots\dots(\text{II.43})$$

$Cv$  : Coefficient de variation, qui peut être calculé par :

**A. Calcul du coefficient de variation : [6]**

Pour le calcul du coefficient de variation  $Cv$ , on doit utiliser des formules empiriques.

**A.1 Formule de UKRGIPROVOKHOZ:**

Il est donné par:

$$Cv = \frac{0.70}{Q^{0.125}} \dots\dots\dots(\text{II.44})$$

Avec :

$Q$  : Débit spécifique en ( $\text{l/s/km}^2$ ).

**A.2 Formule de PADOUN :**

Il est donné par:

$$Cv = 0.93 \frac{K}{Q^{0.23}} \dots\dots\dots(\text{II.45})$$

Avec :

$K$ : Coefficient de réduction pour l'estimation du coefficient de variation  $Cv$ .

$0,25 < K < 1$  On prend  $K=0.75$ .

**A.3 Formule de SOKOLOVSKY-CHEVELEV :**

Il est donné par:

$$Cv = 0.78 - 0.29 \log Q - 0.063 \log(S+1) \dots\dots\dots(\text{II.46})$$

**A.4 Formule de KRISTEKLY-MENKEL:**

Il est donné par:

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} * Q^{0.27}} \dots\dots\dots(II.47)$$

Les résultats obtenus par différentes formules sont donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (II.16) : Résultats obtenue de Cv.**

Formule utilisé	Cv
UKRGIPROVOKHOZ	0.54
PADOUN	0.43
SOKOLOVSKY : CHEVELEV	0.40
KRISTEKLY MENKEL	0.36
Moyenne	0.43

On prend Cv = **0.43**

**Tableau (II.17) : Les apports de différentes fréquences.**

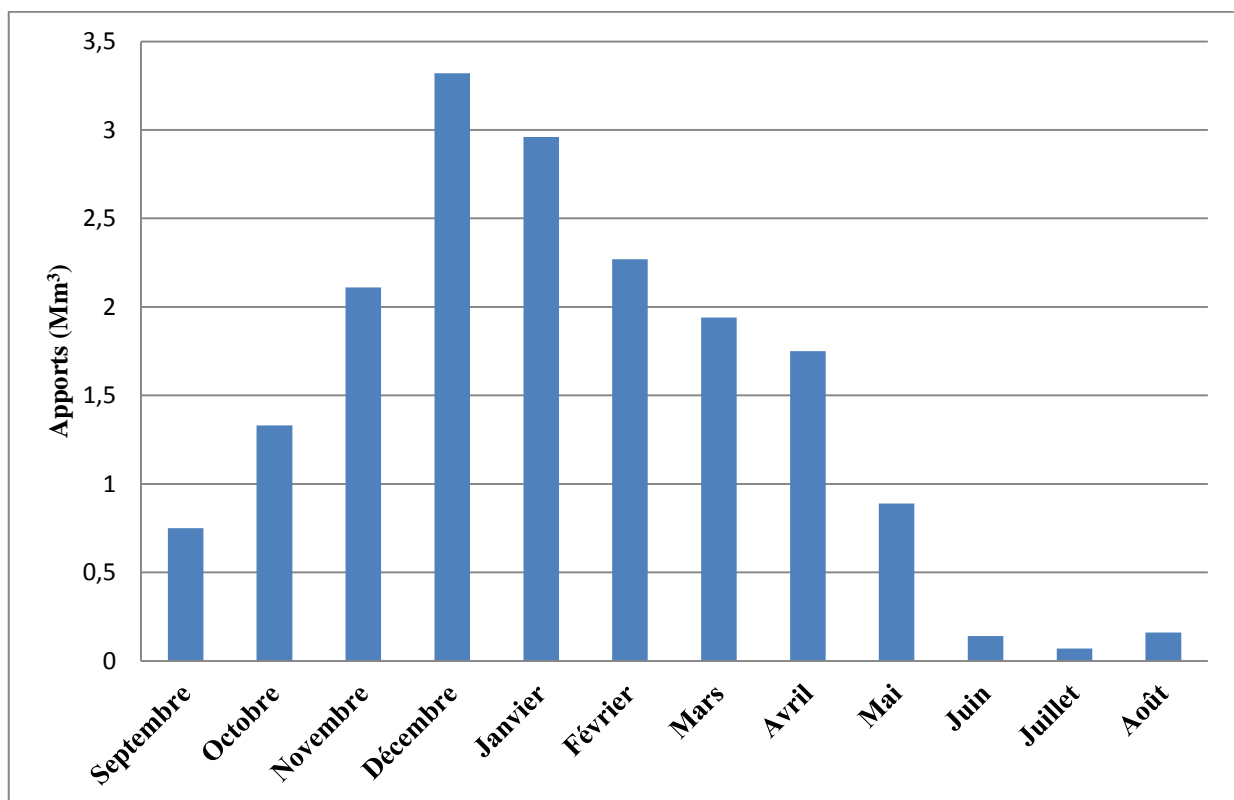
Période de retour T (ans)	2	5	10	20	50	100	500	1000	10000
FND	0.50	0.80	0.90	0.95	0.98	0.99	0.998	0.999	0.9999
Variable de Gauss $\mu$	0.000	0.845	1.282	1.644	2.055	2.327	2.875	3.009	3.720
Apport annuel fréquentiel (A%)	16.25	12.92	11.48	10.41	9.31	8.65	7.46	7.19	5.93

**II-4-3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel : [6]**

La répartition des apports mensuelle en pourcentage de l'apport moyen annuel a été établi sur la base de la répartition mensuelle des la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'Oued Stita.

**Tableau(II.18) : Répartition mensuelle de l'apport.**

Mois	P (mm)	Apport (%)	Apport (Mm <sup>3</sup> )
Septembre	32.70	4.24	0.75
Octobre	51.92	7.50	1.33
Novembre	92.13	11.93	2.11
Décembre	144.97	18.79	3.32
Janvier	129.06	16.72	2.96
Février	98.96	12.82	2.27
Mars	84.94	11.00	1.94
Avril	76.59	9.92	1.75
Mai	38.89	5.03	0.89
Juin	5.93	0.77	0.14
juillet	3.11	0.40	0.07
Août	6.81	0.88	0.16

**Figure (II.13) : Répartition mensuelles des apports liquides.**

On remarque que l'apport maximum de 3.32 Mm<sup>3</sup> est atteint en mois de décembre, cet apport diminue jusqu'à atteindre un niveau minimum de 0.07 Mm<sup>3</sup> en mois de juillet.

# **Chapitre III**

## **Etude des crues et transport solide**



### III-1 Etude des crues

#### Introduction :

L'étude des crues permet de déterminer les crues de fréquences rares qui peuvent se produire au cours de la durée de service du barrage, pour dimensionner ces ouvrages hydrauliques.

Une crue est une variation du volume d'eau écoulé, qui cause, une augmentation rapide du débit d'une rivière.

Les paramètres définissant une crue sont :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- La Durée de la crue.

#### III-1-1 Calcul du débit des crues : [14]

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

##### A. Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\text{Max}} = 2K_t \log(1 + A_t P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots(\text{III.1})$$

Où :

- T : période de retour en années.
- P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle. (0.772m)
- L<sub>T</sub> : Longueur du cours d'eau principal.(16.69km)
- K<sub>t</sub> et A<sub>t</sub> : sont des coefficients dépendant des caractéristiques topographiques et égaux respectivement à 2.5 et 25 pour la région de Kabylie.

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau(III.1)

**Tableau (III.1) : Débits des crues (MALLEET-GAUTHIER).**

T (an)	10	20	50	100	500	1000	10000
Q <sub>Max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	198.22	232.98	272.20	298.47	351.97	372.66	434.35

**B. Formule de GIANDOTTI :**

$$Q_{Max} = \frac{Kt \cdot S \sqrt{(H_{moy} - H_{min})}}{4\sqrt{S} + 1.5L_T} \dots\dots\dots(III.2)$$

Où :

- $Q_{Max}$  : Débit maximum de crue en (m<sup>3</sup>/s) de même fréquence que celle de la pluie de courte durée  $P_{tc}$ .
- $S$  : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup> (69.72);
- $L_T$  : Longueur du talweg principal en Km(16.69 km);
- $H_{moy}$  : Altitude moyenne en m (349.10 m);
- $H_{min}$  : Altitude minimale en m (65 m);
- $P_{tc}$  : Pluie pendant le temps de concentration de fréquence donnée en mm déterminé d'après la relation régionale de Body.

$$P_{tc} = P_{jmax} \left(\frac{TC}{24}\right)^{b_B} \dots\dots\dots(III.3)$$

- $b_B$  : exposant de K.Body  $b_B = 0.47$ .

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau(III.2)

*Tableau (III.2) : Débits des crues (GIANDOTTI).*

<b>T (an)</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>500</b>	<b>1000</b>	<b>10000</b>
<b>P<sub>jmax</sub></b>	111.57	129.05	152.02	169.56	211.50	230.24	296.17
<b>P<sub>tc</sub></b>	49.78	57.58	67.83	75.65	94.37	102.73	132.14
<b>Q<sub>Max</sub>(m<sup>3</sup>/s)</b>	110.12	127.38	150.05	167.35	208.76	227.26	292.32

**C. Formule de POSSENTI :**

$$Q_{Max} = \frac{\mu P_{jmax}}{L} S \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

- $P_{jmax}$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée ;
- $\mu$  : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend :  $\mu = 750$  ;
- $L_T$  : Longueur du cours d'eau principal (16.69Km).

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau(III.3)

**Tableau (III.3) : Débits des crues (POSSENTI).**

T (an)	10	20	50	100	500	1000	10000
<b>Pjmax</b>	111.57	129.05	152.02	169.56	211.50	230.24	296.17
<b>Q<sub>Max</sub>(m<sup>3</sup>/s)</b>	349.55	404.32	476.28	531.23	662.63	721.35	927.90

**D. Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Q_{\text{Max}} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots\text{(III.5)}$$

Avec :

H<sub>0</sub> : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H<sub>0</sub> =14 mmP<sub>tc</sub> : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t<sub>c</sub>, en mmT<sub>m</sub> = T<sub>c</sub>: temps de concentration.(4.31h)

F : Coefficient de forme de la crue : F = 12 / (4+3.γ)

S : Superficie du bassin (16.69Km<sup>2</sup>).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

**Tableau (III.4) : Coefficient γ en fonction du bassin versant.**

Caractéristique du bassin versant	γ
Pour S<50Km <sup>2</sup>	γ = 2
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	2 ≤ γ ≤ 2.5
Pour un bassin boisé	3 ≤ γ ≤ 4

On prend : γ = 2,5. D'où : F = 1,04

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau(III.4)

**Tableau (III.5) : Débits des crues (SOKOLOVSKY).**

T (an)	10	20	50	100	500	1000	10000
<b>α</b>	0.50	0.55	0.60	0.70	0.85	0.80	0.90
<b>P<sub>tc</sub></b>	49.78	57.58	67.83	75.65	94.37	102.73	132.14
<b>Q<sub>Max</sub>(m<sup>3</sup>/s)</b>	84.27	112.91	152.14	203.28	321.80	334.37	500.85

**E. Formule de TURAZZA :**

$$Q_{\text{Max}} = \frac{Cr \cdot S \cdot I_{tc}}{3.6} \dots\dots\dots\text{(III.6)}$$

Avec :

P<sub>tc</sub> : pluie pendant le temps de concentration de fréquence donnée ;S: superficie du bassin versant (69.72 Km<sup>2</sup>)

Cr : coefficient de ruissellement de la crue

Tc : Temps de concentration (4.31 h)

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau(III.5)

**Tableau (III.6) : Débits des crues (TURAZZA).**

T (an)	10	20	50	100	500	1000	10000
<b>Cr</b>	0.50	0.55	0.60	0.70	0.85	0.80	0.9
<b>Ptc</b>	49.78	57.58	67.83	75.65	94.37	102.73	132.14
<b>I<sub>tc</sub></b>	11.55	13.36	15.74	17.55	21.89	23.84	30.66
<b>Q<sub>Max</sub>(m<sup>3</sup>/s)</b>	111.84	142.31	182.89	237.92	360.35	369.36	534.40

Les résultats de toutes les formules sont donnés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau (III.7) : Récapitulatif des débits des crues.**

T(an)	MALLET-GAUTIER	GIANDOTTI	SOKOLOVSKY	TURAZZA	Moyenne
10	198.22	110.12	84.27	111.84	101.11
20	232.98	127.38	112.91	142.31	153.89
50	272.20	150.05	152.14	182.89	189.32
100	298.47	167.35	203.28	237.92	226.76
500	351.97	208.76	321.80	360.35	310.72
1000	372.66	227.26	334.37	369.36	325.91
10000	434.35	292.32	500.85	534.40	440.48

**III-1-2 Hydrogramme de crues : [14]**

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue tel que:

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue on peut suivre la méthode de **Sokolovski** qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, la partie ascendante est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

**- montée de la crue:**

$$Q_m = Q_{Max} \left( \frac{T}{T_m} \right)^X \dots\dots\dots(III.7)$$

- *décrué*:

$$Q_d = Q_{Max} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^y \dots\dots\dots(III.8)$$

Où :

$T_m$  : Temps de montée de la crue en heure ( $T_m=T_c=4.31h$ ) :

$T_d$  : Temps de la décrue en heure ( $T_d = \delta t_m$ ) :

(x,y) : puissances des courbes (x=2; y=3) :

$Q_m$  : Débit à l'instant t après le début de la crue :

$Q_d$  : Débit à l'instant t après la décrue :

$\delta$ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant (3.5).

**Tableau (III.8) : Conditions du coefficient  $\delta$ .**

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

Les résultats obtenus sont donnée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (III.9) : Résultats pour la crue.**

T (ans)	10	20	50	100	500	1000	10000
$Q_{Max}$ ( $m^3/s$ )	101.11	153.89	189.32	226.76	310.72	325.91	440.48
T (heures)	La crue						
0.5	1.36	2.07	2.55	3.05	4.18	4.39	5.93
1	5.44	8.28	10.19	12.21	16.73	17.54	23.71
1.5	12.25	18.64	22.93	27.46	37.63	39.47	53.35
2	21.77	33.14	40.77	48.83	66.91	70.18	94.85
2.5	34.02	51.78	63.69	76.29	104.54	109.65	148.20
3	48.99	74.56	91.72	109.86	150.54	157.90	213.41
3.5	66.68	101.48	124.85	149.54	204.91	214.92	290.47
4	87.09	132.55	163.07	195.31	267.63	280.71	379.39
4.31	101.11	153.89	189.32	226.76	310.72	325.91	440.48

**Tableau (III.10) : Résultats pour la décrue.**

T (ans)	10	20	50	100	500	1000	10000
$Q_{Max}$ ( $m^3/s$ )	101.11	153.89	189.32	226.76	310.72	325.91	440.48
t (heures)	$Q_d(m^3/s)$						
4.81	91.385	139.089	171.112	204.951	280.836	293.742	398.116
5.31	82.305	125.269	154.11	184.587	252.932	264.556	358.559
5.81	73.847	112.397	138.274	165.619	226.941	237.37	321.713
6.31	65.990	100.437	123.561	147.997	202.794	212.114	287.483
6.81	58.710	89.3581	109.931	131.671	180.423	188.715	255.77
7.31	51.987	79.1251	97.3421	116.592	159.762	167.104	226.48
7.81	45.798	69.7048	85.7529	102.711	140.741	147.209	199.516
8.31	40.120	61.0635	75.1221	89.9783	123.294	128.96	174.782
8.81	34.932	53.1676	65.4083	78.3435	107.351	112.285	152.182
9.31	30.212	45.985	56.570	67.757	92.845	97.112	131.619
9.81	25.937	39.476	48.566	58.171	79.709	83.372	112.997
10.31	22.086	33.616	41.355	49.534	67.874	70.994	96.219
10.81	18.637	28.365	34.896	41.797	57.273	59.905	81.191
11.31	15.566	23.692	29.147	34.911	47.838	50.036	67.815
11.81	12.853	19.563	24.067	28.826	39.500	41.315	55.996
12.31	10.475	15.943	19.614	23.493	32.192	33.671	45.636
12.81	8.410	12.800	15.748	18.862	25.846	27.034	36.640
13.31	6.636	10.100	12.426	14.883	20.394	21.331	28.911
13.81	5.131	7.809	9.607	11.508	15.769	16.493	22.354
14.31	3.872	5.894	7.251	8.685	11.901	12.448	16.871
14.81	2.839	4.321	5.315	6.367	8.724	9.125	12.368
15.31	2.007	3.055	3.759	4.503	6.170	6.453	8.747
15.81	1.3571	2.06558	2.54114	3.04367	4.17062	4.36229	5.91232
16.31	0.8648	1.31625	1.6193	1.93953	2.65766	2.7798	3.76752
16.81	0.5087	0.77438	0.95267	1.14107	1.56356	1.63542	2.21652
17.31	0.2669	0.40634	0.49989	0.59875	0.82045	0.85815	1.16308
17.81	0.1172	0.17851	0.21961	0.26304	0.36043	0.37699	0.51095
18.31	0.0376	0.05726	0.07044	0.08438	0.11562	0.12093	0.1639
18.81	0.0059	0.00898	0.01104	0.01323	0.01812	0.01895	0.02569
19.31	0.00001	0.000028	0.000034	0.000041	0.000056	0.000058	0.000079
19.395	0	0	0	0	0	0	0

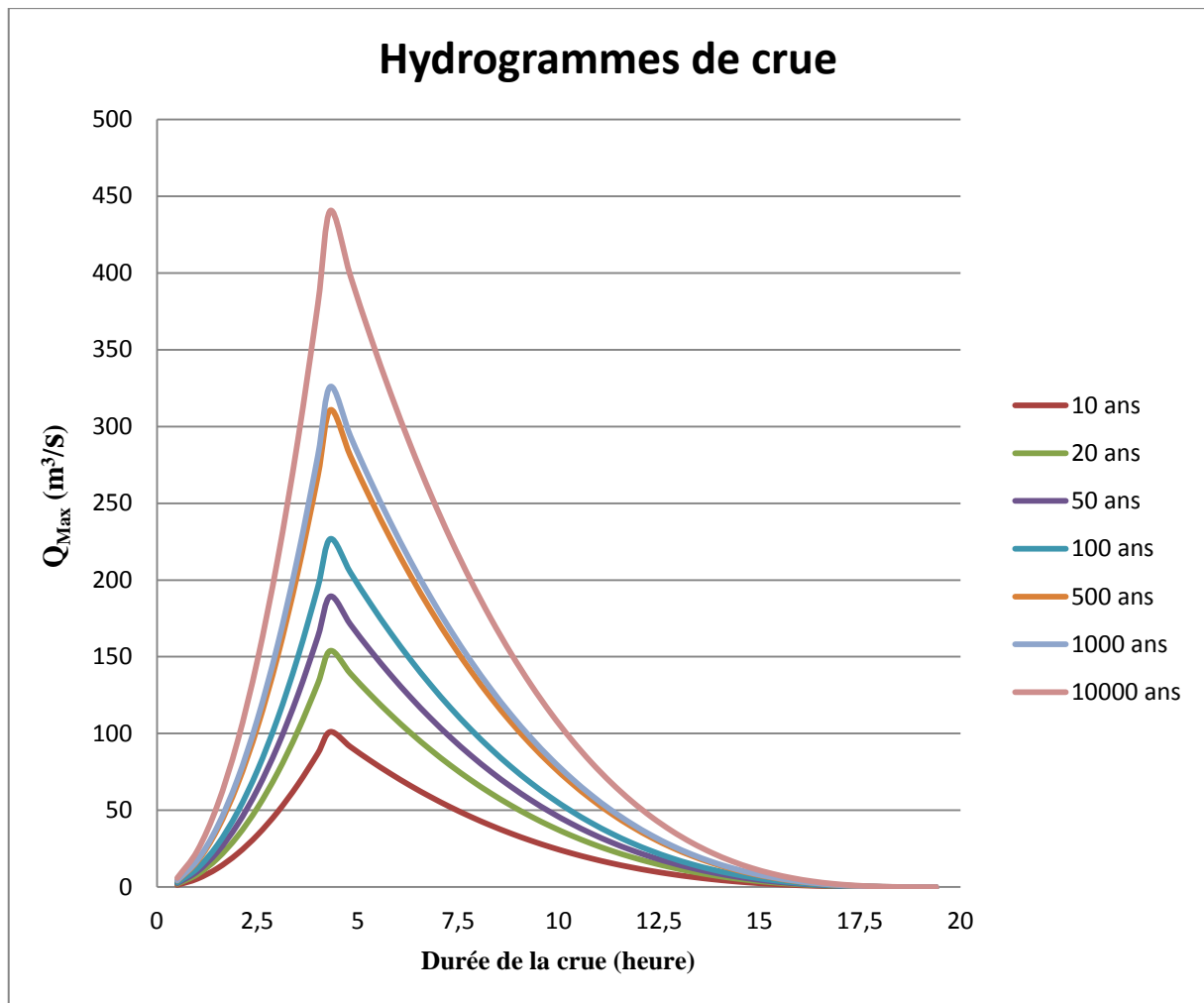


Figure (III.1) : Hydrogramme de crue pour différente période de retour.

### II-1-3 Choix de la crue de projet : [14]

En général, l'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

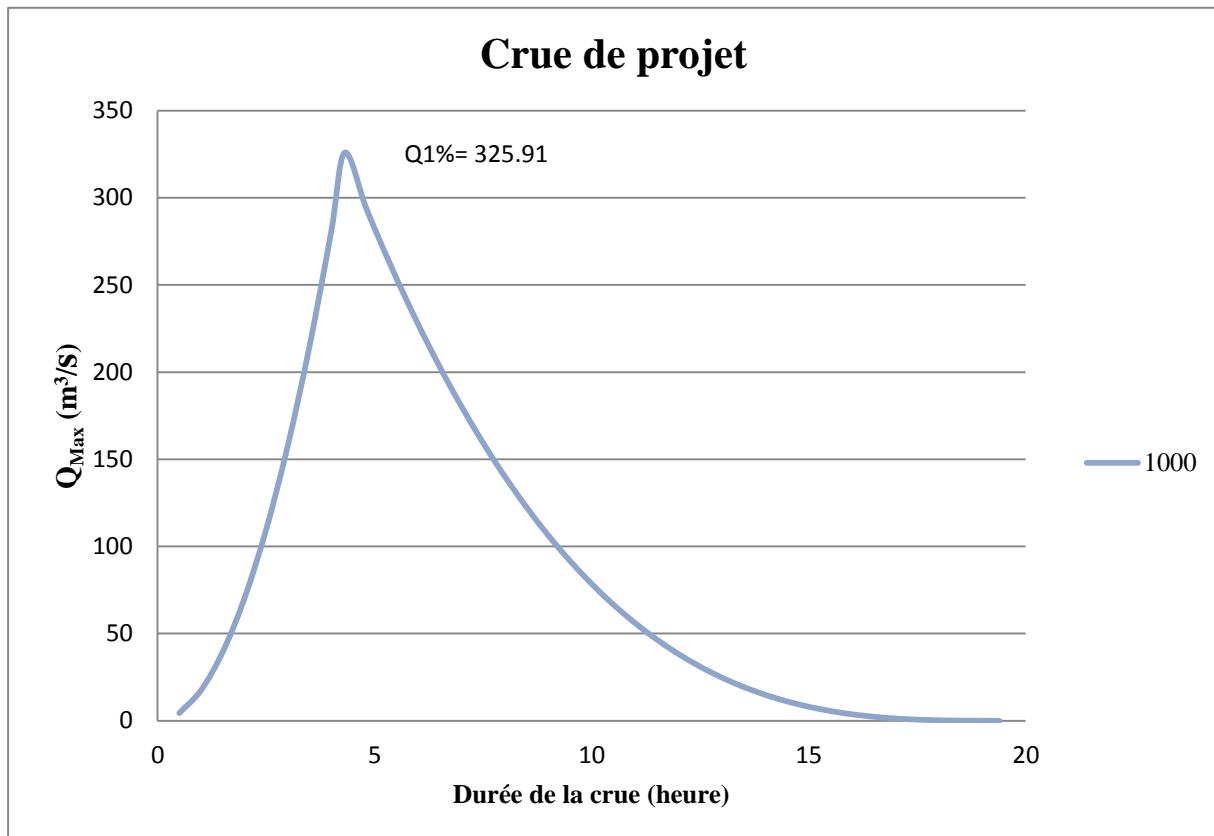
Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du **Comité Australien des Grands Barrages**.

**Tableau (III.11) : Crue de projet recommandée. [8]**

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé probabilité dépassement annuel
<b>Elevés :</b> -perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
<b>Importants :</b> -pas de pertes de vie - dommages importantes	1/10000 à 1/1000
<b>Faible :</b> -pas de pertes de vie -dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour notre cas le site est un peu éloigné des zones urbaines et le volume d'emmagasinement est relativement important, alors on opte pour une crue de projet de période

**Figure (III.2) : Hydrogramme de la crue de projet.**

de retour de 1000 ans.  $Q_{1\%} = 325,91 \text{ m}^3/\text{s}$

### Conclusion :

La crue de projet de 1000 ans aura un débit max  $Q_{\max} = 325.91 \text{ m}^3/\text{s}$  avec un temps de crue de 19.395 h pour un volume de crue de  $22.76 \text{ Mm}^3$ .



## III-2 Etude des apports solide

### Introduction :

Les barrages de stockage sont exposés à une perte de capacité due au phénomène d'envasement. Un phénomène qui peut s'exprimer par d'autres termes tels que, l'alluvionnement des retenues et la sédimentation des particules transportées par les cours d'eau que ce soit le transport par charriage ou en suspension, il est la conséquence naturelle de la dégradation des bassins versants.

Ce phénomène est le principal élément moteur après l'érosion, conduisant au processus d'envasement des barrages. Ce processus fait le lien entre les sols du bassin versant et la retenue du barrage. Il est défini par un écoulement bi phasique caractérisé d'une phase liquide (eau) et d'une autre solide (granulats, sol).

Dans les cours d'eau naturels, les particules solides vont être transportées en suspension ou en charriage.

Dans le transport en suspension les particules solides élémentaires se déplacent en suspension au sein de l'écoulement avec une vitesse de même ordre de grandeur que celle du fluide, où la turbulence maintient des éléments fins en suspension.

Dans le transport par charriage une partie de gros granulats se déplace sur le fond des lits des cours d'eau, soit par glissement (ou roulement), soit par saltation.

### III-2-1 Estimation de l'apport solide :

Les sédiments (apport solide) transportés par ruissellement direct résultent de l'action érosive. Ces apports à granulométrie variée (graviers jusqu'au limons), sont évalués par la formule suivante :

#### A. Formule de GAVRILOVIC : [11]

$$Pe = \pi \cdot T \cdot P_{moy} \sqrt{Ze^3} \dots\dots\dots (III.9)$$

Où :

Pe : sédimentation spécifique par suspension et charriage en  $m^3/Km^2/an$ .

Pmoy : pluie moyenne annuelle (772mm)

$$T : \text{coefficient de température} : T = \sqrt{\frac{T_0}{10}} + 10 \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

t<sub>0</sub> : température moyenne annuelle (17.9°C).

Pmoy : pluie annuelle (772mm).

Ze : coefficient empirique lié à l'érosion du bassin conjugué dans le tableau :

**Tableau (III.12) : Coefficient de l'érosion.**

<b>Erosion</b>	<b>Ze</b>
Excessive	1 - 1.5
Intense	0.7 - 1
Moyenne	0.4 - 0.7
Faible	0.2 - 0.4
Très faible	0.1 - 0.2

Pour notre cas on prend  $Ze = 0.7$ .

Donc :  $Pe = 2045.45 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$ .

### III-2-2 Taux de production de sédiment (SDR) [2]

Le taux sédimentation (SDR) ou bien (Sédiment Delivery Ration) est le rapport de l'apport de sédiments dans une section transversale donné à l'érosion brute du bassin versant en amont du point de mesure. Il compense les zones de dépôt de sédiments qui deviennent de plus en plus important avec l'augmentation de la surface du bassin versant et par conséquent, détermine l'importance relative des sources de sédiment et de leur livraison.

SDR dépend de nombreux facteurs tels que la pente, la longueur du bassin hydrographique, réseau de drainage, l'utilisation des sols, la texture du sol, superficie du bassin versant, la proximité du lieu de l'érosion par rapport au canal du réseau, la quantité et l'intensité des précipitations, le volume et la vitesse de ruissellement de surface.

Pour estimer la valeur de SDR dans notre bassin versant, on a décidé d'utiliser deux modèles afin de faire une comparaison, le modèle (SDR-surface de drainage) et le modèle (SDR-pente/reliefs) et les résultats sont comme suit :

#### A. SDR- surface de drainage:

##### A.1 Formule de MANER :

$$\text{SDR} = 1.8768 - 0.4191 \log (10S) \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

##### A.2 Formule de SCS :

$$\text{SDR} = 0.417762S^{0.134958} - 0.127097 \dots\dots\dots(\text{III.12})$$

##### A.3 Formule de VANONI :

$$\text{SDR} = 0.42 S^{-0.125} \dots\dots\dots(\text{III.13})$$

Avec :

S : Surface de drainage.

**B. SDR-pente/relief :**

**B.1 Formule de WILLIAMS ET BEMDT'S :**

$$SDR = 0.627 SLP^{0.403} \dots\dots\dots(III.14)$$

**B.2 Formule de RENFRO :**

$$\log(SDR) = 0.294259 + 0.82362 \log \left( \frac{R}{L_b} \right) \dots\dots\dots(III.15)$$

**B.3 Formule de GREENFIELD :**

$$SDR = e^{0.4223.L_b.sf} \dots\dots\dots(III.16)$$

Où:  $sf = e^{-16.9 \left( \frac{R}{L_b} + 0.057 \right)} \dots\dots\dots(III.17)$

Avec :

SLP : pente en % du cour d'eau principale;

R: relief du bassin versant =  $H_{moy} - H_{min}$  ;

$L_b$  : la longueur maximale du bassin versant mesuré parallèlement avec le cours d'eau principale.

**Tableau (III.13) : Les résultats de SDR des différents modèles utilisées.**

Nom de modèle	A (mile <sup>2</sup> )	A (km <sup>2</sup> )	L (km)	R (km)	Pente (%)	SDR
MANER		69.72				0.69
SCS	26.92					0.52
VANONI	26.92					0.28
WILLIAMS et BEMDT'S			16.89	0.2841	2.09	0.84
RENFRO			16.89	0.2841		0.03
GREENFIELD			16.89	0.2841		7.76

Selon les résultats obtenus des différents modèles utilisées, on observe que la différence résulte à cause de la diversité des facteurs utilisés pour estimer la valeur de SDR, afin d'avoir le résultat le plus adéquat, on utilise le rapport de l'apport de sédiments (Ru) de modèle EPM.

$$Ru = 4 \frac{(P*D)^{0.5}}{L + 10} \dots\dots\dots(III.18)$$

Avec :

Ru : coefficient de sédimentation dans le bassin versant;

L : la longueur de la zone qui est la même que la longueur de la ligne droite qui joint les deux extrémités du bassin;

P : périmètre du bassin versant en Km;

D : la différence de hauteur moyenne dans la superficie qui est calculé comme suit :

$$D = H_{moy} - H_{min} \dots\dots\dots(III.19)$$

où :

Hmin: la hauteur d'exutoire en Km;

Hmoy : La hauteur moyenne du bassin versant en Km.

On trouve : **Ru = 0.74**

On fait la comparaison entre les résultats de SDR calculé a partir des modèles utilisés dans le tableau (III.12 ) et SDR estimée a partir du modèle EPM par classement de la précision des modèles basés sur des méthodes comparatives S.E et Cv .

Pour identifier et représenter le ou les modèles d'estimation SDR approprié, entre les différents modèles de SDR, on fait l'évaluation des résultats des modèles, les différents tests statistiques, y compris des comparaisons adaptifs, erreur standard (S.E) et le coefficient de variation (Cv) en ce qui concerne le type, la nature et les données pertinentes sont utilisées pour l'analyse et la sélection du modèle approprié pour la zone d'étude.

$$SE = \frac{|(SDR)_e - (SDR)_b|}{(SDR)_e} * 100 \dots\dots\dots(III.20)$$

Avec :

SE : Erreur Standard (%);

SDR<sub>b</sub> : Taux De Sédimentation de base;

SDR<sub>e</sub> : Taux De Sédimentation estimée par le modèle.

ET :

$$Cv = \frac{S.D}{X_0} * 100 \dots\dots\dots(III.21)$$

$$S.D = \sqrt{\frac{(X_e - X_0)^2}{X_0}} \dots\dots\dots(III.22)$$

Avec :

Cv : coefficient de variation;

S.D : Déviation Standard;

X<sub>0</sub> : SDR observée;

X<sub>e</sub> : SDR estimée.

**Tableau (III.14) : Comparaison des résultats des modèles évaluées par rapport à SDR de base et leurs rangs.**

Nom de modèle	SDR estimée	Différence avec SDR <sub>b</sub>	S.E (%)	S.D	Cv (%)	Rang
MANER	0.69	0.05	7.25	0.06	8.11	1
SCS	0.52	0.22	42.31	0.26	35.14	3
VANONI	0.28	0.46	100	0.53	71.62	4
WILLIAMS et BEMDT'S	0.84	0.1	11.90	0.12	16.22	2
RENFRO	0.03	0.71	100	0.83	100	6
GREENFIELD	7.76	7.02	90.46	8.16	100	5

D'après le tableau ci-dessus on choisit le SDR qui est donné par le modèle de **Maner** (SDR = 0.69) car c'est ce modèle qui est classé en premier rang.

On applique ce modèle sur la valeur de perte de sol annuelle dans le bassin versant, on trouve que la quantité qui arrive à la limite amont du réservoir du barrage est de 1411.36 m<sup>3</sup>/km/ans.

### III-2-3 Calcul du volume mort : [17]

$$V_m = \rho_s * P_e * S * T_s \dots\dots\dots(III.23)$$

Avec :

$\rho_s$ : masse volumique des sédiments. En moyenne  $1.05 < \rho_s < 1.10$  (t/m<sup>3</sup>).

$P_e$ : Le transport solide (t/km<sup>2</sup>/an);

$S$  : Superficie du bassin versant;

$T_s$  : Délai de service (50 ans).

D'où :

$$V_m = 4.70 \text{ Mm}^3$$

### Conclusion :

La perte de sol annuelle dans le bassin versant du barrage de Zaouia est de 2045.45 m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>/an, 69% de cette érosion arrive dans la retenue. Avec ce taux d'érosion on estime que sur 50ans, 4.7Mm<sup>3</sup> de sédiments seront disponibles à l'entrée du réservoir. Vu l'aspect sableux des sédiments érodés, nous pensons qu'il va se former un delta à l'entrée du réservoir. Le mouvement de ce delta vers le mur du barrage mérite une étude toute particulière. En utilisant la courbe Volume-Hauteur (figure IV.2) on peut voir que ce volume de 4.7 Mm<sup>3</sup> correspond à une hauteur de 6.2 m. Donc :

$$CVM = CFL + HVM$$

$$CVM = \text{Cote Fondation Limite} + \text{Hauteur du Volume Mort}$$

$$CVM = 65 + 6.2$$

$$CVM = 71.2 \text{ m.}$$

# **Chapitre IV**

## **Régularisation et laminage des crues**

**IV-1 Etude de régularisation de l'écoulement : [16]**

La régularisation de l'écoulement a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued Stita, afin de satisfaire les besoin d'irrigation et l'alimentation en eau potable.

**IV-1-1 Courbes caractéristiques de la retenue :**

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 65 m et une côte maximale de 120 m.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

$S_i$  : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$  en  $m^2$ ;

$S_{i+1}$  : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  en  $m^2$ ;

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives;

$\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives ( $m^3$ ).

Le volume initial est prie égale à :  $V_1 = \frac{2}{3} S_1 * \Delta H_1 \dots\dots\dots(IV.2)$

$$V_i = V_{i-1} + \left(\frac{S_{i-1} + S_i}{2}\right) \Delta H_i \dots\dots\dots(IV.3)$$

Le Tableau ci-dessous donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur  $H=f(V)$
- courbe surface-hauteur.  $H=f(S)$

**Tableau (IV.1) : les coordonnées des courbes Hauteur-Surface-Capacité.**

Cotes (m)	$\Delta H$ (m)	Hauteur (m)	S ( $km^2$ )	$S_{cum}$ (Km)	V ( $Mm^3$ )
<b>65</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>70</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>0.7344</b>	<b>0.7344</b>	<b>2.448</b>
<b>80</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>1.28</b>	<b>2.0144</b>	<b>17.556</b>
<b>90</b>	<b>10</b>	<b>25</b>	<b>1.365</b>	<b>3.3794</b>	<b>30.781</b>
<b>100</b>	<b>10</b>	<b>35</b>	<b>1.77</b>	<b>5.1494</b>	<b>46.456</b>
<b>110</b>	<b>10</b>	<b>45</b>	<b>1.738</b>	<b>6.8874</b>	<b>63.996</b>
<b>120</b>	<b>10</b>	<b>55</b>	<b>1.768</b>	<b>8.6554</b>	<b>81.526</b>

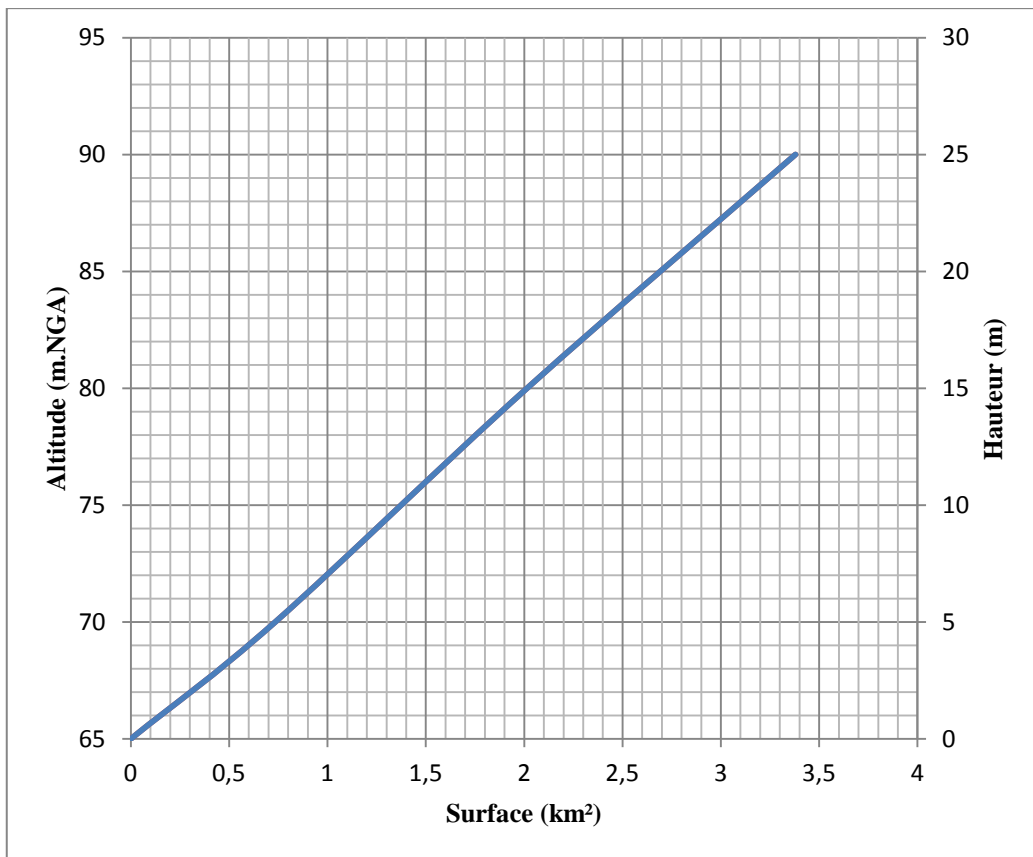


Figure (IV.1) : Courbe Surface-Hauteur.

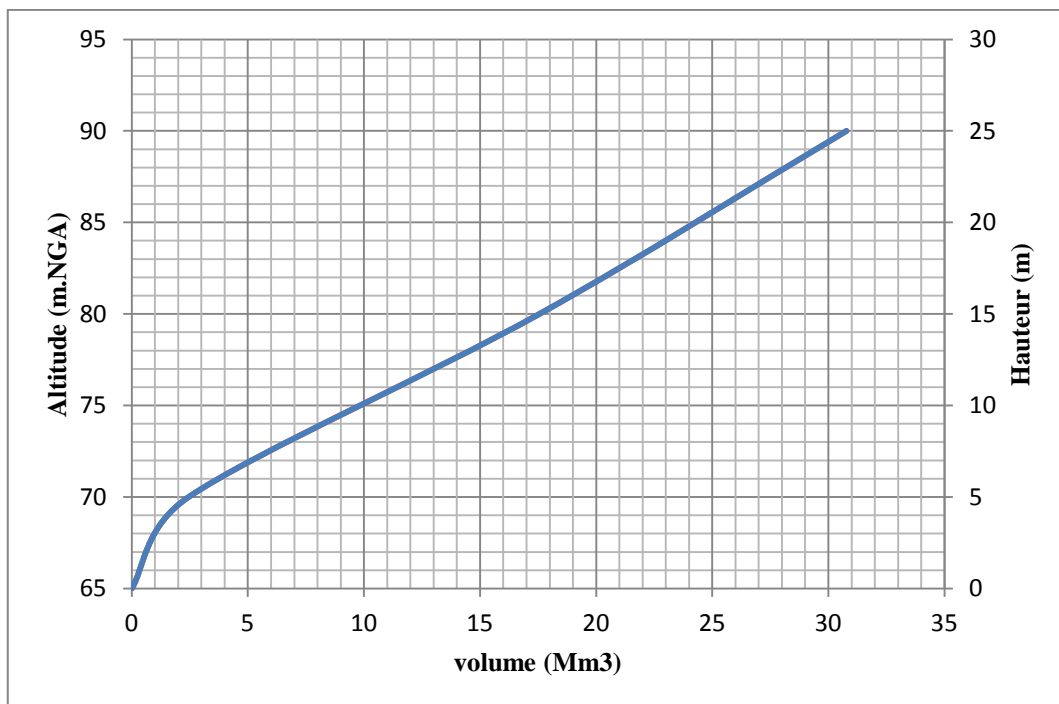


Figure (IV.2) : Courbe Volume-Hauteur.



**IV-1-2 Détermination des besoins:**

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur.

La régularisation de l'écoulement est l'accumulation de l'eau dans les périodes d'excès pour l'utiliser dans les périodes de déficit.

**IV-1-3 Choix du type de régularisation :**

Le barrage de Zaouïa est destiné pour assurer l'alimentation en eau potable de la Daira de Makouda (communes de Makouda et Boujima) et l'irrigation des terres du moyen Sébaou (environ 1700 ha).

*Tableau (IV.2) : Les besoins mensuel en eau.*

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
AEP+IRR	1.675	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.825	1.675	2.1	2.525	2.1	13.3

Avec des apports de l'oued de l'ordre de 17.69 Mm<sup>3</sup>/an, on peut constater que les apports sont supérieurs à la demande, avec ce résultat une régularisation saisonnière s'impose.

$$\text{Apport (}_{50\%}\text{)} > \text{Demande}$$

$$16.25 > 13.3$$

**IV-1-4 Calcul du volume utile :**

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 50% (Tableau II.17).
- La répartition mensuelle de la consommation (tableau IV.2).
- Le volume mort de la retenue (VM= 4.7 Mm<sup>3</sup>).

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

**A. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:**

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau (IV.3) : Le volume utile de la retenue.**

Mois	W (Mm <sup>3</sup> )	U (Mm <sup>3</sup> )	W - U (Mm <sup>3</sup> )	V (Mm <sup>3</sup> )
Octobre	1.22	<b>0.4</b>	+0.82	Vs = 11.61
Novembre	1.94	<b>0.4</b>	+1.54	
Décembre	3.05	<b>0.4</b>	+2.65	
Janvier	2.72	<b>0.4</b>	+2.32	
Février	2.08	<b>0.4</b>	+1.68	
Mars	1.79	<b>0.4</b>	+1.39	
Avril	1.61	<b>0.825</b>	+1.21	
Mai	0.82	<b>1.675</b>	-0.855	Vd = 8.235
Juin	0.13	<b>2.1</b>	-1.97	
juillet	0.06	<b>2.525</b>	-2.465	
Août	0.14	<b>2.1</b>	-1.96	
Septembre	0.69	<b>1.675</b>	-0.985	

Avec :

Vrf : Volume de remplissage final.

Vri : Volume de remplissage initial.

Vs : volume excédentaire a évacué

Vd : Volume déficitaire

W : volume de l'écoulement (Apport ou offre)

U : Volume de la consommation (Restitution ou demande)

A partir du tableau (IV.3) on a :

$$V_s = 11.61 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 8.235 \text{ Mm}^3.$$

$V_s > V_d$ , donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

D'où :  $V_u = V_d$       Alors :       $V_u = 8.235 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{\text{NNR}} = 8.235 + 4.7 = 12.935 \text{ Mm}^3$

Le fonctionnement de la retenue est donné dans le tableau (IV.6).

**B. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes:**

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

**B.1 Pertes par évaporation :**

On a:

$$V_{\text{ép}} = E_v \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

Avec:

$E_v$ : Evaporation mensuelle (mm)

$S$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.

" $S_{\text{moy}}$ " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

**B.2 Pertes par infiltration:**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

Avec :

$\delta$ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

**Tableau (IV.4) : Valeurs du coefficient  $\delta$ .**

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour  $\delta=0.75$ .

Le calcul des pertes est présenté dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (IV.5) : Les volumes excédentaire et déficitaire.**

MOIS	Vmoy (Mm <sup>3</sup> )	Smoy (km <sup>2</sup> )	Es (mm)	Vep (Mm <sup>3</sup> )	Vinf (Mm <sup>3</sup> )	Pertes (II) (Mm <sup>3</sup> )	W-U (Mm <sup>3</sup> )	W-U- II (Mm <sup>3</sup> )	
Octobre	5.11	1	82	0.082	0.038	0.120	0.82	0.700	V's = 10.553
Novembre	6.29	1.05	56	0.0588	0.047	0.106	1.54	1.434	
Décembre	8.39	1.25	37	0.04625	0.063	0.109	2.65	2.541	
Janvier	10.87	1.4	38	0.0532	0.082	0.135	2.32	2.185	
Février	12.48	1.5	45	0.0675	0.094	0.161	1.68	1.519	
Mars	12.94	1.6	61	0.0976	0.097	0.195	1.39	1.195	
Avril	12.94	1.6	84	0.1344	0.097	0.231	1.21	0.979	
Mai	12.51	1.55	93	0.14415	0.094	0.238	-0.855	-1.093	V'd = 9.376
Juin	11.10	1.45	118	0.1711	0.083	0.254	-1.97	-2.224	
Juillet	8.88	1.25	152	0.19	0.067	0.257	-2.465	-2.722	
Août	6.67	1.1	167	0.1837	0.050	0.234	-1.96	-2.194	
Septembre	5.19	1	120	0.12	0.039	0.159	-0.985	-1.144	

D'après le tableau (IV.5) on a :

$$V's = 10.553 \text{ Mm}^3$$

$$V'd = 9.376 \text{ Mm}^3$$

$V's > V'd$ , donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{D'où : } V'u = V'd \quad \text{Alors : } V'u = 9.376 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{\text{NRR}} = 9.376 + 4.7 = 14.076 \text{ Mm}^3$

Avec :

$V's'$  : volume excédentaire a évacué avec pertes

$V'd'$  : Volume déficitaire avec pertes

W : volume de l'écoulement (Apport ou offre)

U : Volume de la consommation (Restitution ou demande)

Le fonctionnement de la retenue est donné dans le tableau (IV.7).

**Tableau (IV.6) : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.**

MOIS	W50% 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	U 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	W-U 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Vrf 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Vri 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Sd 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Octobre	1.22	0.4	+0.82		4.70	
				5.52	5.52	
Novembre	1.94	0.4	+1.54	7.06	7.06	
Décembre	3.05	0.4	+2.65	9.71	9.71	
Janvier	2.72	0.4	+2.32	12.03	12.03	
Février	2.08	0.4	+1.68	13.71	12.935	0.775
Mars	1.79	0.4	+1.39	14.325	12.935	1.39
Avril	1.61	0.825	+1.21	14.145	12.935	1.21
Mai	0.82	1.675	-0.855	12.08	12.08	
Juin	0.13	2.1	-1.97	10.11	10.11	
juillet	0.06	2.525	-2.465	7.645	7.645	
Août	0.14	2.1	-1.96	5.685		
Septembre	0.69	1.675	-0.985	4.7	4.7	3.375

Avec :

W : volume de l'écoulement (Apport ou offre)

U : Volume de la consommation (Restitution ou demande)

Vrf : Volume de remplissage final

Vri : Volume de remplissage initial

Sd : Volume déversé

**Tableau (IV.7) : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.**

MOIS	Vrf	V moy	II	W-U-II	Vrf	Vri	S
Octobre	4.7	5.11	0.146	0.7	4.7	4.7	
	5.52				5.4	5.4	
Novembre	7.06	6.29	0.118	1.434	6.834	6.834	
	9.71				9.375	9.375	
Décembre	12.03	10.87	0.106	2.185	11.56	11.56	
	12.935				13.079	13.079	
Janvier	12.935	12.4825	0.119	1.519	14.274	13.976	0.298
	12.935				14.955	13.976	0.979
Février	12.935	12.935	0.138	1.195	12.883	12.883	
	12.935				14.955	13.976	0.979
Mars	12.935	12.935	0.162	0.979	12.883	12.883	
	12.935				14.955	13.976	0.979
Avril	12.935	12.5075	0.193	-1.093	10.659	10.659	
	12.08				7.937	7.937	
Mai	10.11	11.095	0.19	-2.224	10.659	10.659	
	7.645				7.937	7.937	
Juin	7.645	8.8775	0.192	-2.722	5.743	5.743	
	5.685				5.743	5.743	
juillet	4.7	6.665	0.201	-2.194	5.743	5.743	
	5.685				5.743	5.743	
Août	5.685	5.1925	0.193	-1.144	4.7		
	4.7						
Septembre	4.7						

## IV-2 Laminage des crues :

Nous traiterons cette étude par la méthode de KOTCHERINE, pour tracer l'hydrogramme de crue laminé.

### IV-2-1 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE : [17]

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les principes suivants :

- Les hydrogrammes de crue et d'évacuation sont assimilés à des triangles;
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire;
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

### IV-2-2 Estimation du débit de crue laminée :

$$q_l = Q_c \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

Avec :

- $V_f$  : Volume de la charge sur le déversoir déduit de la courbe capacité hauteur ( $\text{m}^3$ ) ;
- $V_c$  : Volume de la crue de projet [ $V_c = 0,5 \cdot Q \cdot T$ ] ;
- $Q_c$  : Débit de la crue de projet, [ $Q = 325,91 \text{ m}^3/\text{s}$ ] ;
- $q_l$  : Débit laminé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

### IV-2-3 Estimation de la charge au dessus du déversoir

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q_l = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_d^{3/2} \dots\dots\dots(\text{IV.7})$$

Avec :

- $m$  : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge  $H_0$ , et de la forme de la crête du déversoir, [ $m = 0,49$  pour un déversoir de type WES ou Creager]
- $g$  : Accélération de pesanteur; [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ] ;
- $b$  : Largeur du déversoir (m) ;
- $H_d$  : Charge hydraulique sur le déversoir (m).

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec celle de  $q$ . Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur donnée.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges 'H' et différentes largeurs du seuil déversant 'b' de l'évacuateur de crues.

Les données de départ pour le calcul à l'aide de la méthode de KOTCHERINE sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (IV.8) : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.**

L'accélération de la gravité $g$ (m/s <sup>2</sup> )	9,81
Coefficient énergétique de Coriolis $\alpha$	1
Le débit de projet (m <sup>3</sup> /s)	325,91
Volume de la crue de projet (Mm <sup>3</sup> )	11.38
Coefficient de débit $m$	0,49

Les résultats de calcul du débit déversé pour différentes largeurs par la méthode de KOTCHERINE sont récapitulés dans le tableau (IV.9), et le tableau (VI.10)

**Tableau (IV.9) : Débits laminés pour différentes charges hydrauliques.**

H (m)	NPHE (m.NGA)	$V_f$ (Mm <sup>3</sup> )	$q_l$ (m <sup>3</sup> /s)
0.4	77.9	0.49	311.877
0.8	78.3	0.99	297.558
1.2	78.7	1.49	283.238
1.6	79.1	1.99	268.919
2	79.5	2.49	254.599
2.4	79.9	2.99	240.280
2.8	80.3	3.49	225.960
3.2	80.7	3.99	211.641
3.6	81.1	4.49	197.322
4	81.5	4.99	183.002

**Tableau (IV.10) : Débits laminés pour différentes largeurs de déversoir.**

H (m)	b (m)								
	20	25	30	35	40	45	50	55	60
0,4	10.982	13.727	16.472	19.218	21.963	24.709	27.454	30.199	32.945
0,8	31.061	38.826	46.591	54.356	62.121	69.886	77.652	85.417	93.182
1,2	57.062	71.328	85.593	99.859	114.124	128.390	142.655	156.921	171.186
1,6	87.853	109.816	131.779	153.742	175.706	197.669	219.632	241.595	263.558
2	122.778	153.473	184.167	214.862	245.556	276.251	306.945	337.640	368.334
2,4	161.396	201.745	242.094	282.443	322.792	363.141	403.490	443.839	484.188
2,8	203.382	254.228	305.073	355.919	406.764	457.610	508.455	559.301	610.146
3,2	248.485	310.607	372.728	434.849	496.970	559.092	621.213	683.334	745.456
3,6	296.503	370.629	444.755	518.881	593.006	667.132	741.258	815.384	889.509
4	347.269	434.086	520.903	607.720	694.537	781.354	868.172	954.989	1041.806

Les résultats de calcul de débit déversé pour différentes largeurs par la méthode de Kotcherine sont illustrés sur la figure (II.16).



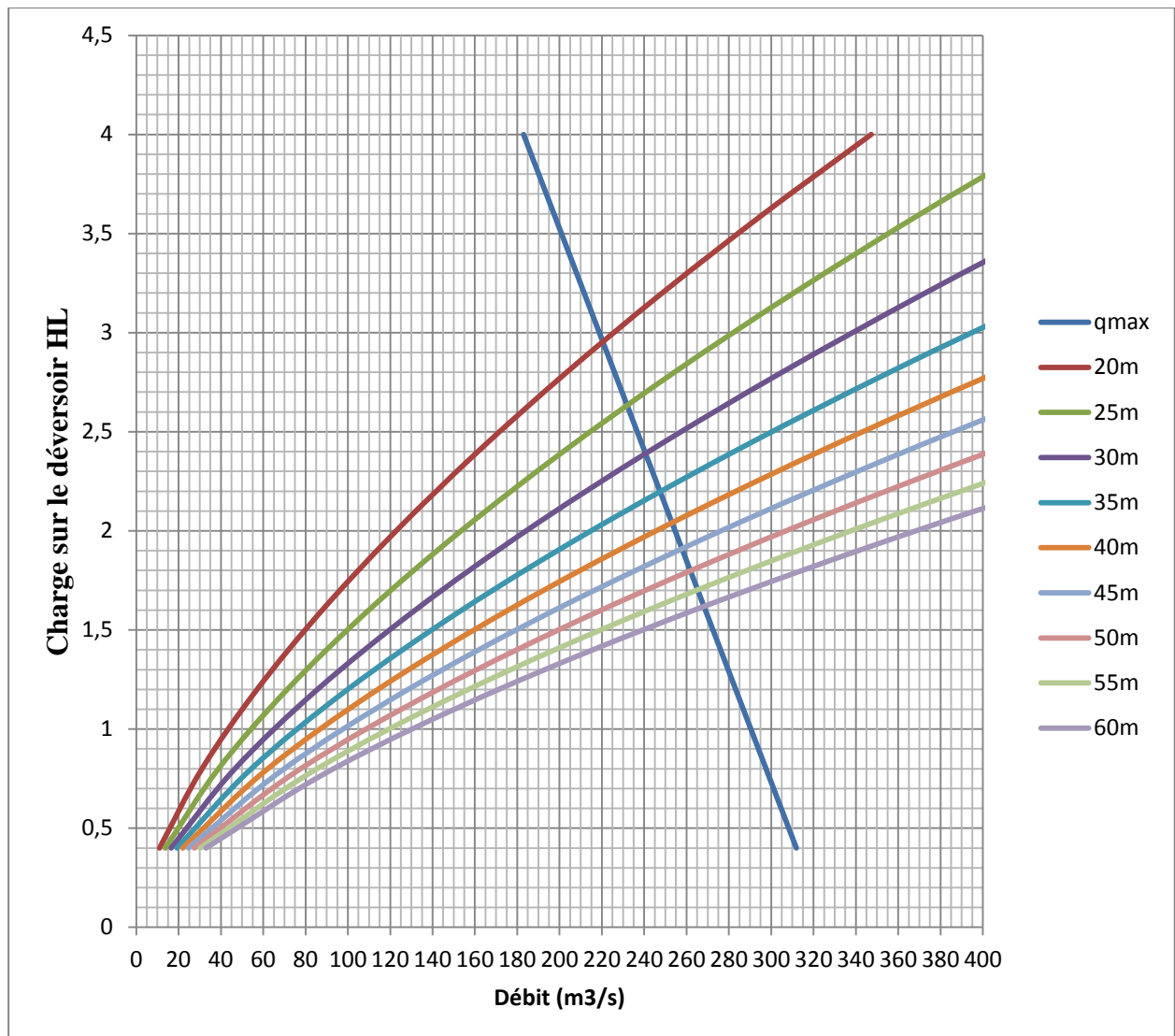


Figure (IV.3) : Les hydrogrammes de crue.

Tableau (IV.11) : Hauteurs et débits laminés pour différentes largeurs.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Ql Laminé (m <sup>3</sup> /s)
20	2.95	220
25	2.63	232
30	2.4	240
35	2.2	247
40	2.05	253
45	1.9	257
50	1.8	261
55	1.7	265
60	1.63	267

**Conclusion :**

On prenant en compte le coté économique et topographique, notre choix s'est porté sur un déversoir de largeur de 40m pour une charge de 2.05m avec un débit laminé de 253m<sup>3</sup>/s qui sera réalisé sur la rive gauche.

## **Chapitre V**

# **Dimensionnement de la retenue**

## V-1 Dimensionnement de la retenue :

### V-1-1 Généralités [11]

#### A. Classification des barrages en matériaux locaux :

Les barrages en matériaux locaux se classent:

- Le barrage en terre homogène.
- Le barrage en terre hétérogène ou zoné.
- Le barrage en terre mixte.

##### ➤ *Le barrage en terre homogène*

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre les infiltrations. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

##### ➤ *Le barrage en terre hétérogènes ou zoné :*

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

##### ➤ *Le barrage en terre mixte :*

Ce sont des barrages composés de plusieurs matériaux placés selon un certain ordre et avec les mêmes quantités. Ils peuvent être composés d'écran et de noyau, suivant la mise en place du matériau imperméable (argile) dans la zone du talus amont ou dans le centre du remblai ou de la digue.

Les matériaux placés entre l'argile et le gravier ont des épaisseurs bien définies. Ces épaisseurs sont beaucoup plus grandes que celles des filtres et des drains.

#### B. Brève Description des parties constitutives d'un barrage en terre :

Les principaux ouvrages utilisés dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques sont comme suit :

➤ **Crête :** Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

➤ **Clé d'ancrage :** Elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin d'infiltration, elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

➤ **Revêtements :** Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

➤ **Tapis étanche :** Il permet de diminuer les débits de filtration.

➤ **Evacuateurs de crues :** Ils permettent de verser l'excès d'eau pluviale.

➤ **Déviations de l'oued :** Ensemble d'ouvrages qui permettent la construction des barrages dans les zones des oueds.

➤ **Prise d'eau :** Structure qui permet l'utilisation des eaux du barrage selon les demandes des consommateurs.

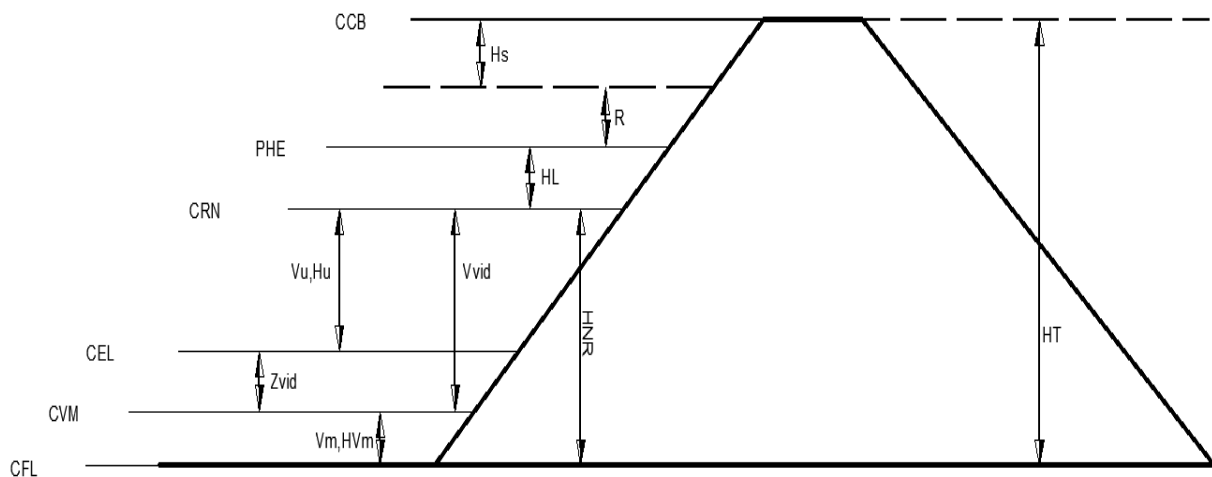
➤ **Filtres et drainages :** Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

**C. Facteurs qui influencent sur la conception et la réalisation :**

Le choix du site de l'ouvrage, doit tenir compte de :

- La convenance technico-économique de sa situation et ses alentours, les secteurs d'irrigation ou d'approvisionnement à la population et les possibles difficultés du transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.
- L'emplacement du barrage où la relation entre le volume utile et le secteur occupé par celui-ci doit être au maximum; sans oublier que le secteur doit être vaste pour satisfaire la régularisation du barrage.
- Aspects économiques tels que : affectations de terrains, d'habitations et d'infrastructures par les inondations.
- Possibilité de voies d'accès au lieu, fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, entre autres aspects d'intérêt.

**V-1-2 Calcul des dimensions principales du barrage : [5]**



**Figure (V.1) :** Hauteurs, volumes et cotes d'un barrage en terre.

**A. La hauteur totale du barrage HT :**

$$HT = HVM + HU + HL + R + HS + Tb + Zvid \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec:

HVm : Hauteur du volume mort ;

HU: Hauteur du volume utile;

HL : Hauteur de laminage;

R : revanche;

HS : Hauteur de sécurité;

Tb : Tassement dû au poids de la digue à la fin de la construction qui est égale à environ 0.5 % de la hauteur totale de la digue;

Zvid : Hauteur entre CVM et CEL pour recevoir les vannes de vidanges, et la prise d'eau (elle prise entre 0.5 et 1m).

**A.1 Hauteur du volume mort :**

On a le volume mort qui est de l'ordre de  $4.7 \text{ Mm}^3$ , on projetant cette valeurs sur la figure (IV.2): Courbe Volume Hauteur, on aura  $HV_m = 6.2\text{m}$ .

**A.2 Hauteur du volume utile :**

On a le volume utile qui est de l'ordre de  $9.376 \text{ Mm}^3$ , on projetant cette valeurs sur la figure (IV.2): Courbe Volume Hauteur, on aura  $HU = 6.3\text{m}$ .

**A.3 Hauteur de laminage :**

La hauteur de laminage est extraite de l'hydrogramme de crue laminé, elle est de  $HL = 2.05\text{m}$ .

**A.4 La revanche :**

Dans notre cas on a un vent dominant Est-Ouest qui est parallèle à l'axe du barrage donc on tire la valeur de notre revanche à partir des tableaux suivant :

**Tableau (V.1) : La revanche en fonction de  $HNR+HL$ .**

<b>R(m)</b>	<b>HNR+HL</b>
1.5	< 10m
2.0 à 2.5	10m à 20m
$\geq 4$	> 20m

Pour notre cas  $HNR+HL = 14.55\text{m}$

Alors on prend  $R = 2.5\text{m}$

**Tableau (V.2) : La revanche en fonction de la hauteur du barrage et de son volume.**

<b><math>HT^2 \cdot \sqrt{V}</math></b>	5	30	100	300	700	1500
<b>R(m)</b>	0.40	0.60	0.80	1.05	1.30	1.55

Pour notre cas  $HT^2 \cdot \sqrt{V} = 922$

On prend  $R = 1.40$

Avec :

$R =$  hauteur de montée de la vague (m) ;

On prendra la plus grande valeur qui est de  $2.5\text{m}$ .

**A.5 Hauteur de sécurité :**

Elle est tirée du tableau ci-dessous :

**Tableau (V.3) : Hauteur de sécurité en fonction du type de barrage.**

<b>Classe du barrage</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b>HS</b>	0.7	0.5	0.4	0.3

Pour notre cas la classe de notre barrage est de classe III (tiré de l'annexe N°3), alors HS = 0.4m.

#### A.6 Tassement :

La hauteur du tassement dû au poids du barrage est tiré du tableau ci-dessous:

**Tableau (V.4) : Taux de tassement en fonction de la hauteur total du barrage.**

HT	Tb (m)
<20m	0 à 5 % de HT
>20m	0.5 à 1 % de HT

Dans notre cas HT<20m, le taux de tassement sera de 0.5%, ce qui nous donne Tb= 0.08m.

Ce qui nous donnera une hauteur totale de la digue : HT = 18.19≈18.20m.

#### B . Largeur à la crête :

Pour calculer la largeur à la on utilise les formules données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (V.5) : Calcul de la largeur de la crête.**

Formules	Lc (m)
$Lc = 1.65 \sqrt{HT}$	7.04
$Lc = 1.1 \sqrt{HT} + 1$	6.36
$Lc = \frac{HT}{3} + 3.3$	9.06

Où bien à partir du tableau suivant :

**Tableau (V.6) : La largeur à la crête en fonction de la hauteur du barrage et de son volume.**

$HT^2 \cdot \sqrt{V}$	< 100	100 à 300	> 300
Lc (m)	3	4	5

On prend **Lc** = 9m.

#### C. Les pentes des talus : [11]

Les pentes des talus selon la hauteur et le type du barrage sont tirés à partir du tableau de M.M.GRICHINE donné dans l'annexe 3.

**Remarque :** Pour notre cas la pente des talus sera de  $m_1 = 1/3$  et  $m_2 = 1/2.5$

#### D. Largeur à la base :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$B = Lc + HT (m_1 + m_2) \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec :

B : Largeur à la base en (m) ;

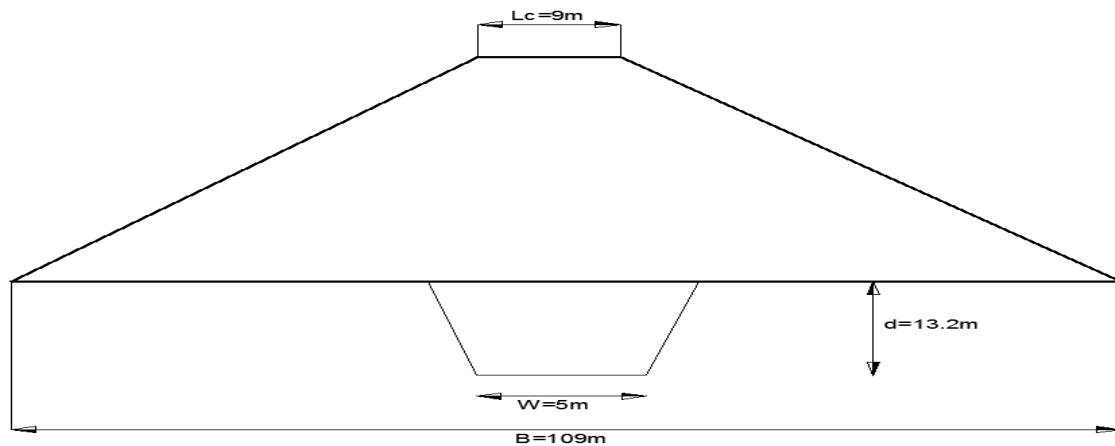
Lc : Largeur à la crête (9m) ;

HT : Hauteur du barrage en (18.2m) ;

m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub> : Fruit amont et aval respectivement.(1/3, 1/2.5)

Les calculs donnent B = 109m

**E. Clé d'ancrage :**



**Figure (V.2) :** Schéma d'un barrage avec une clé d'encrage.

Elle peut être coaxial avec l'axe du barrage, ou décaler vers le coté gauche.

Elle se calcul comme suit :

On à :

$$w = HT - d \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

w : Largeur de la clé d'encrage (Pour les grands barrages (HT>13m)on l'a prend à 5m, pour (HT<13m)on la prend à 3m) pour notre cas on l'a prend à 5m);

HT : Hauteur total du barrage (HT= 18.20m);

d : Hauteur de la clé d'ancrage.

On aura donc d = 13.2m

**V-1-3 Protection des talus : [11]**

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.
3. Matériaux des barrages.

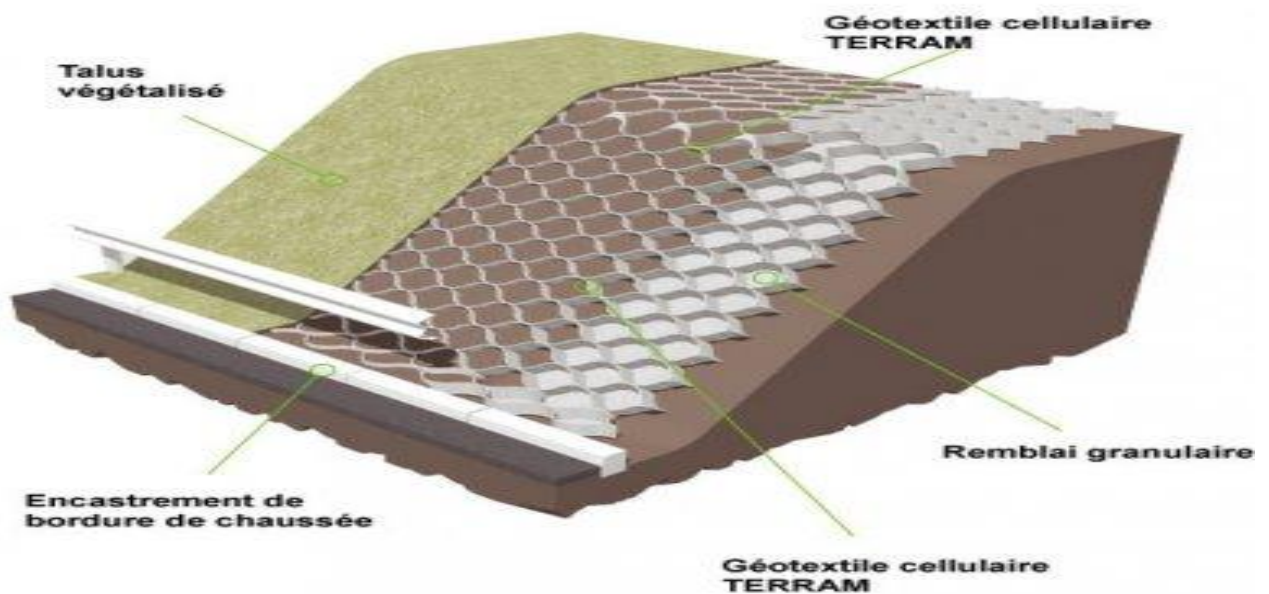
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

Les revêtements les plus utilisés sont:

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

#### A. Protection du talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies. Pour sa protection, on utilise une terre végétale avec une épaisseur entre 0.20 et 0,3 m.



**Figure (V.3) :** Protection du talus aval avec une terre végétale.

#### B. Protection du talus amont :

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au dessous du niveau minimal d'exploitation.

On détermine l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau suivant :

**Tableau (V.7) :** Epaisseur de l'enrochement et  $D_{50}$  minimal des pierres en fonction de  $H_v$ .

Hauteur de la vague (m)	Epaisseur de la couche (m)	$D_{50}$ minimal (m)
0.0 - 0.30	0.30	0.20
0.30 - 0.60	0.40	0.25
0.60 - 1.20	0.45	0.30
1.20 - 1.80	0.55	0.40
1.80 - 2.40	0.70	0.45
2.40 - 3.00	0.80	0.55



On déduit la hauteur des vagues à partir de la formule suivante :  $R = 0.75H_v + V_{pv}^2/2g$

On remplaçant la valeur de la revanche calculé précédemment dans cette formule on peut déduire la hauteur des vagues comme suit :

$$\text{On a } R = 0.75H_v + V_{pv}^2/2g \dots\dots\dots(\text{V.4})$$

$$\text{Avec : } V_{pv} = 1.5 + 2H_v \dots\dots\dots(\text{V.5})$$

Où :

R : revanche (2.5m);

H<sub>v</sub> : hauteur de la vague ;

V<sub>pv</sub> : vitesse de propagation des vagues sur le plan d'eau ;

g : accélération gravitationnelle.

$$\text{On remplace } V_{pv} \text{ dans l'équation (V.4) on aura alors : } R = 0.75H_v + \frac{(1.5+2H_v)^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{V.6})$$

Après calcul, on trouve H<sub>v</sub> = 1.7m

Donc l'épaisseur de la couche sera de 0.55m et le D<sub>50</sub> minimal sera de 0.40m.



Exemple de talus amont protégé par riprap

**Figure (V.4) :** Protection du talus amont par du rip-rap.

## **Chapitre VI**

# **Infiltration et stabilité du barrage**

**VI-1 Etude des infiltrations : [5]**

Aussi faible que soit la perméabilité d’une digue en terre, il y a toujours infiltration. Ces infiltrations se produisent à travers le corps de la digue et ses fondations et elles se considèrent sous deux aspects :

- Ce sont d’une part des pertes d’eau réduisant le volume emmagasiné ;
- D’autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l’ouvrage sous l’influence des renards et des sous pressions.

L’étude de ces infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation ;
- Tracé des lignes d’infiltration ;
- Le débit de fuite.

**VI-1-1 La ligne de saturation :**

Elle est la ligne au-dessous de laquelle les interstices formés par les vides des matériaux sont pleins d’eau. Sous l’effet de la charge de la retenue, cette eau s’écoule vers l’aval.

Pour les barrages homogène KOZENY à démontrer que la ligne de saturation peut être exprimé par l’expression suivante :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0} \dots\dots\dots(\text{VI.1})$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{H_e^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(\text{VI.2})$$

D’où :

$$y^2 = \sqrt{y_0^2 - 2xy} \dots\dots\dots(\text{VI.3})$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d’eau correspondante à la retenue normal (He = 13.5m).

$$d = Lb - 2/3m_1H_e \dots\dots\dots(\text{VI.4})$$

D’où d = 82m

On aura donc y<sub>0</sub> = 1.1m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l’équation suivante :

$$y = \sqrt{2.2 x + 1.21} \dots\dots\dots(\text{VI.5})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (VI.1) : Coordonnées de la parabole de KOZENY.**

X	0	5	10	15	20	25	30	35	40
Y	1.10	3.49	4.82	5.85	6.72	7.50	8.20	8.84	9.45
X	45	50	55	60	65	70	75	80	82
Y	10.01	10.55	11.05	11.54	12.01	12.46	12.89	13.31	13.48

Après avoir dessiné la parabole de base, on détermine le point de résurgence défini par l’intersection de la ligne de saturation avec le parement aval de pente α, noté B.

Pour trouver le point d'intersection B, il faut résoudre le système d'équation composé de l'équation de KOZENY et celle du parement aval qui à une équation de droite.

$$\begin{cases} y = \sqrt{2.2x + 1.21} \\ y = \frac{1}{m_2} x \end{cases} \dots\dots\dots(\text{VI.6})$$

Avec :

$m_2$  fruit du talus aval  $m_2 = 2.5$

Après résolution de ce système on aura les coordonnées de sortie d'eau de KOZENY :

$$\begin{cases} X_B = 14.28\text{m} \\ Y_B = 5.71\text{m} \end{cases}$$

Pour avoir les coordonnées de sortie d'eau réel (A) on résoudre le système suivant :

$$\begin{cases} \frac{\overline{AB}}{\overline{OA}} \simeq \frac{3}{8} \cos \alpha/2 & \begin{cases} \frac{\overline{AB}}{\overline{OA}} = 0.37 \\ \overline{OA} + \overline{AB} = 15.37 \end{cases} \\ \overline{OB} = \overline{OA} + \overline{AB} \end{cases}$$

On trouve alors les coordonnées du point A qui sont de :  $\begin{cases} X_A = 10.41\text{m} \\ Y_A = 4.17\text{m} \end{cases}$

**VI-1-2 Calcul du débit de fuite :**

➤ **Corps du barrage:**

On applique la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(\text{VI.7})$$

Avec :

- q : Débit de fuite unitaire en (m<sup>3</sup>/s/ml);
- K : Perméabilité du matériau (4,6.10<sup>-7</sup> m/s);
- I : gradient hydraulique;
- A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminer par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $A = y.I$

$$\dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

$$\text{Donc : } q = K y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

$$\text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0 \dots\dots\dots(\text{VI.9})$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q_b = q * L_d \dots\dots\dots(\text{VI.10})$$

Où :

$L_d$  : Longueur de la digue (184m).

Le débit de fuite à travers tous le corps du barrage sera de  $Q_b = 15489.67 \text{ m}^3/\text{an}$ .

➤ **Fondation :**

Pour calculer le débit de fuite à travers les fondations on applique la loi suivante :

$$Q_F = K_F \cdot \frac{(H_1 - H_2)}{L_0 \varnothing} \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

Où :

$K_F$  : Coefficient de perméabilité de la fondation;

$H_e$  : Hauteur d'eau dans le barrage (13.5m);

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval du barrage (0.5m);

$L_0$  : Somme de la largeur à la base du barrage et la longueur du tapis étanche;

$\emptyset$  : Coefficient tiré à partir du tableau suivant :

**Tableau (VI.2) : Coefficient ( $\emptyset$ ) en fonction de la largeur en fonction de la profondeur.**

$L_0 / T$	20	5	4	3	2	1
$\emptyset$	1.15	1.18	1.28	1.30	1.40	1.87

Avec:

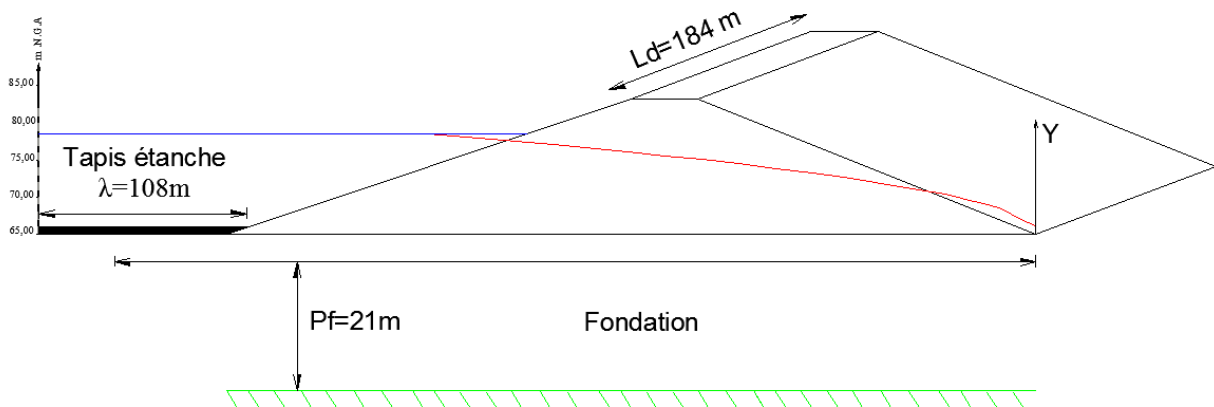
$T$  : Profondeur de la couche imperméable (21m).

Après calcul on trouve :  $Q_F = 13709.16 \text{ m}^3/\text{an}$

Pour réduire le débit d'infiltration à travers la fondation, on met en place un tapis d'étanchéité de longueur  $\lambda = 6$  à  $8$  Hauteur d'eau.

Alors on aura un tapis d'étanchéité d'une longueur de 108m et d'une épaisseur de 1m.

Le débit d'infiltration sera alors de  $Q_F = 6945.02 \text{ m}^3/\text{an}$



**Figure (VI.1): Schéma récapitulatif des résultats**

### VI-1-3 Disposition des drains : [5]

Pour notre cas les eaux qui s'infiltrent dans le barrage seront drainées par un drain de surface qui sera placé à l'aval du barrage et constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il aura une hauteur de 8m.

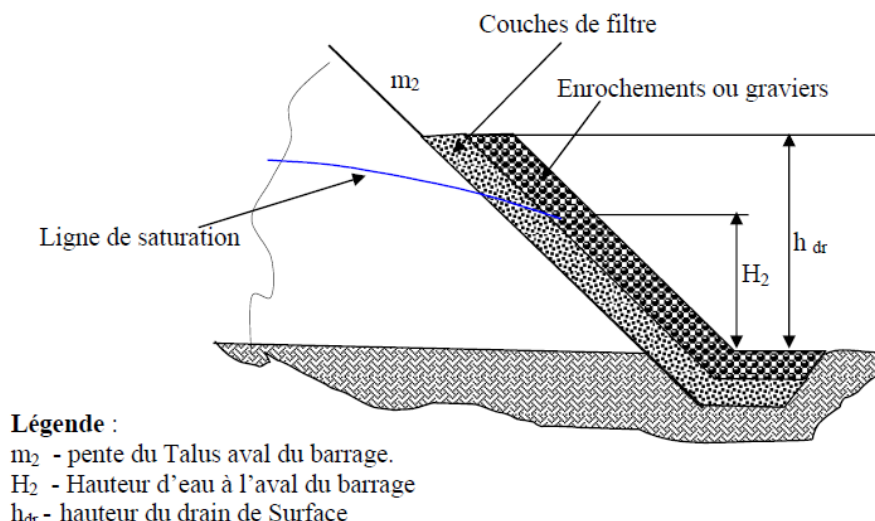


Figure (VI.2) : Drain de surface.

LA hauteur du drain de surface sera définie après calcul de la hauteur d'eau de sortie au niveau du talus aval (point A, page 66).

On a  $H_2 = Y_A = 4.17m$ , donc  $H_{dr} = 5m$ .

## VI-2 Etude des stabilités :

### VI-2-1 Stabilité hydraulique : [5] (érosion interne (renard))

#### ➤ Corps du barrage :

Pour que la digue soit stable il faut que :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} < I_{admissible} \dots\dots\dots(VI.12)$$

Avec :

$\Delta H$  : différence de la hauteur d'eau entre amont et aval.  $\Delta H = 7.79m$ .

$\Delta L$  : distance entre le point d'entrée d'eau et sa sortie.  $\Delta L = 56.5m$ .

$I_{admissible}$  : gradient hydraulique admissible, tiré à partir du tableau ci-dessous :

Tableau (VI.3) : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argiles	1.00	1.10	1.20	1.30
1/2 Argiles	0.70	0.75	0.85	0.90
Sable moyen	0.50	0.55	0.60	0.65
Sable fin	0.35	0.40	0.45	0.50

NB : La classe du barrage est tirée du tableau donné dans l'annexe 3.

On trouve  $I = 0.14 < 0.45$ . Donc la condition est vérifiée. Dans le corps du barrage il y'a pas risque de renard.

➤ **Fondation du barrage :**

Cette vérification s'effectue en utilisant la relation de LANE :

$$\sum LV + 1/3 \sum LH > C_L \cdot H_e \dots\dots\dots(\text{VI.13})$$

Avec:

- LV : somme des longueurs vertical (26.4m);
- LH : somme des longueurs horizontal (217m);
- C<sub>L</sub> : Coefficient de LANE (2.5); [3]
- H<sub>e</sub> : Hauteur d'eau dans le barrage (13.5).

On trouve :

$$98.73 > 33.75 \text{ (la condition est vérifié)}$$

La résistance au renard à travers la fondation du barrage est assurée.

**VI-2-2 Stabilité mécanique : [3] (Glissement des talus)**

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation.

Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement.

On prend généralement une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe vertical de la digue.

Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus. Et parmi ces méthodes il y a celle de **FADEEV**.

Le principe de la méthode repose sur le fait qu'on admet que la surface de rupture des talus se fait suivant une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface.

Etapas à suivre :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R<sub>1</sub> et R<sub>2</sub> avec :

$$R_1 = K_1 H_b \dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

$$R_2 = K_2 H_b \dots\dots\dots(\text{VI.15})$$

Avec :

HT : Hauteur totale du barrage (HT=18.2m).

(K<sub>1</sub>-K<sub>2</sub>) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

**Tableau (VI.4) : Valeurs de K<sub>1</sub> et K<sub>2</sub>.**

Pente du talus	1	2	3	4	5	6
K <sub>1</sub> = R <sub>1</sub> /H <sub>b</sub>	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
K <sub>2</sub> = R <sub>2</sub> /H <sub>b</sub>	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre cas :

Tableau (VI.5) : Récapitulatif des résultats obtenus.

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3	1	2.3	18.19	41.84
Aval	2.5	0.875	2.025	15.92	36.83

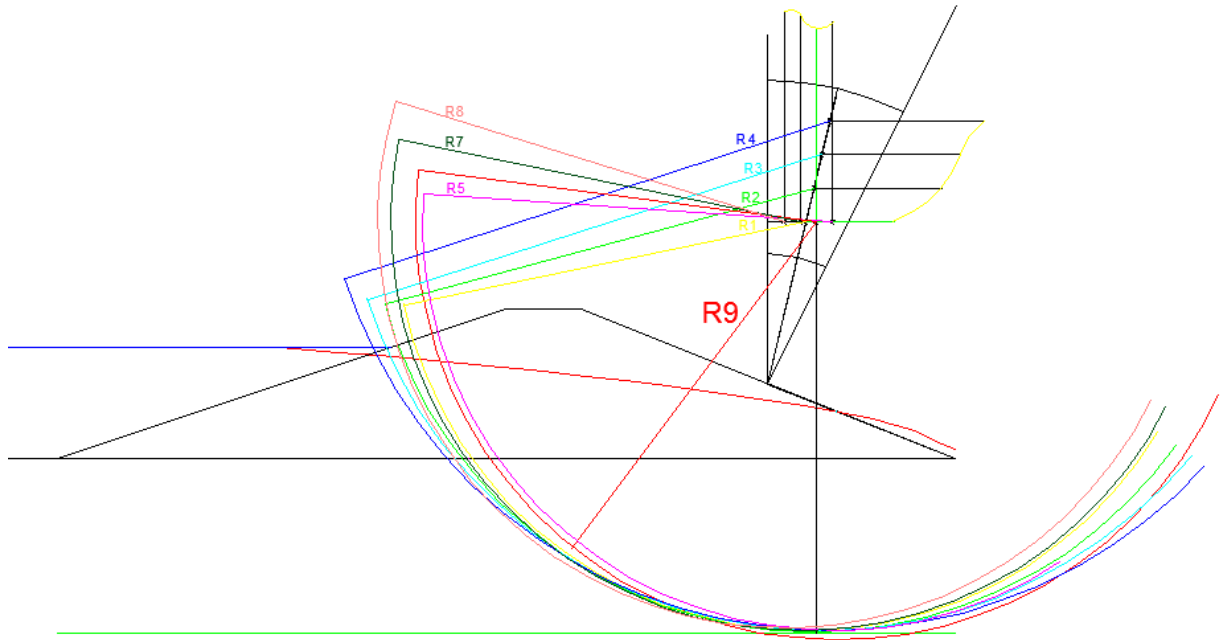


Figure (VI.3) : Méthode de FADEEV.

Le centre des rayons étant le point « B », l’intersection des rayons R<sub>1</sub> ; R<sub>2</sub> avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles, la suite du travail consistera à se rapprocher du cercle le plus critique (l’annexe 12)

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L’effort de séisme.

**A. Les forces appliquer à chaque tranche (i) :**

➤ **Poids de la tranche :**

$$G_i = \sum(\gamma_i h_i b) \dots \dots \dots (VI.16)$$

Avec :

- h<sub>i</sub> : Hauteur de la tranche;
- γ<sub>i</sub> : Densité de la zone;
- b : Largeur de la tranche.

➤ **Force de glissement** (dans la direction tangentielle)

$$T_i = G_i \sin(\alpha_i) \dots \dots \dots (VI.17)$$

Avec :



$\alpha_i$  : Angle d'inclinaison de la tranche par rapport à la vertical.

➤ **Force de frottement** (dans la direction normale)

$$N_i = G_i \cos(\alpha_i) \dots\dots\dots(VI.18)$$

Avec :

$\gamma_{eau}$  : Densité de l'eau;

$h_{eau}$  : Hauteur d'eau dans la tranche;

$$L_i : L_i = b / \cos(\alpha_i) \dots\dots\dots(VI.19)$$

➤ **Force de frottement**

$$F_{fi} = (N_i - P_i) \text{Tang}(\phi_i) \dots\dots\dots(VI.20)$$

Avec :

$\phi_i$  : Angle de frottement.

➤ **Force de cohésion**

$$C = C_i \cdot L_i \dots\dots\dots(VI.21)$$

Avec :

C : Cohésion du sol.

**B. Calcul du coefficient de sécurité : [13]**

$$K_G = \frac{\sum T_i + \sum (L_i \cdot C_i)}{\sum T_i} \geq K_{adm} \text{ ( sans séisme) } \dots\dots\dots(VI.22)$$

$$K_{G-S} = \frac{\sum F_{fi} + \sum (L_i \cdot C_i)}{\sum T_i + \frac{1}{R} \sum (B_i \cdot a_i \cdot G_i)} \geq K_{adm} \text{ (avec séisme) } \dots\dots\dots(VI.23)$$

Pour le choix du séisme de projet on adopte la norme suisse, qui commence par classer le barrage et ensuite déterminer le séisme de projet :

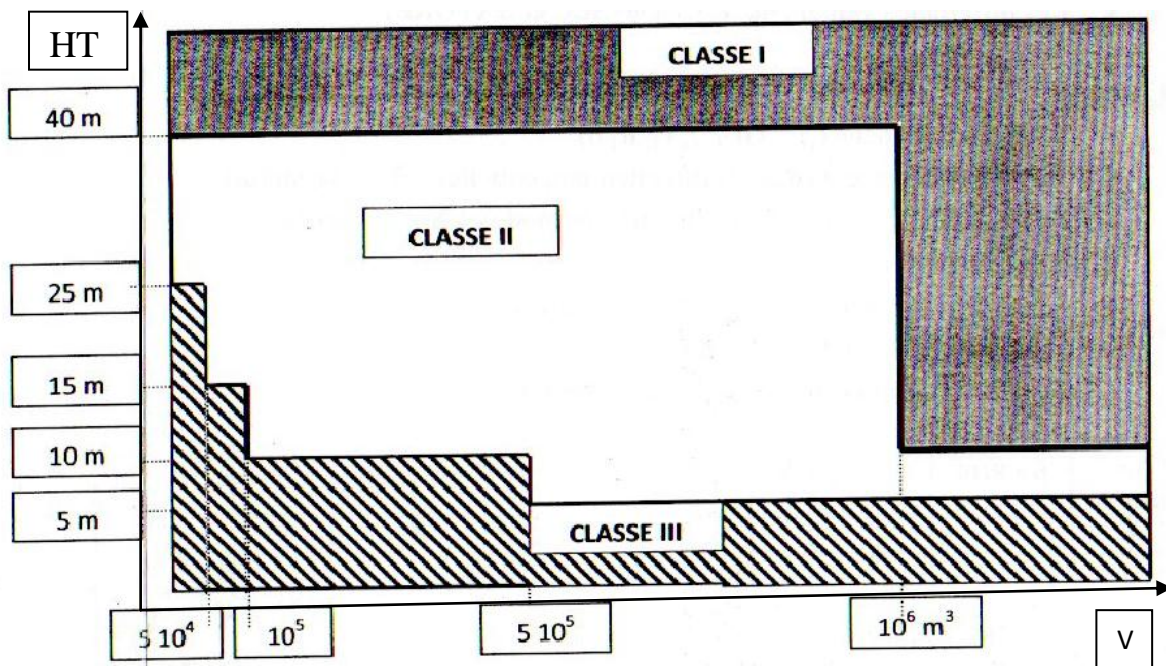


Figure (VI.4) : Classement des barrages selon la norme Suisse

Pour notre cas nous avons un barrage de classe I et pour les séismes on a :

- Accélération maximal du séisme de calcul =  $0.325 \text{ m/s}^2$

- Accélération maximal du séisme de vérification =  $0.105 \text{ m/s}^2$

A l'aide des annexes (6,7,8), on aura les résultats donnée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (VI.6) : Résultats obtenue de l'étude de stabilité.**

Cas de calcul	Situation	Talus	$R_9$	$K_G$	$K_G \text{ adm}$	Remarque
Normale	Lac plein	aval	49.66	2.35	1.40	Stable
Exceptionnelle	Lac vide	aval	49.66	2.34	1.30	Stable
	Lac vide + séisme	aval	49.66	1.88	1.30	Stable
	Lac vide	Amont	52.54	2.56	1.30	Stable
	Lac vide + séisme	Amont	52.54	2.01	1.30	Stable
Extrême	Lac plein + séisme	aval	49.66	1.34	1.20	Stable

**Remarque :** Les Coefficients de stabilité admissible des talus pour le cas de notre barrage sont tirée à partir du tableau donné dans l'annexe 9.

**Conclusion :**

On remarque d'après les résultats obtenus que les conditions de stabilité sont satisfaites, donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage dans tous les cas étudiés.

## **Chapitre VII**

# **Ouvrages annexes**

**VII-1 Evacuateur de crue :**

**VII-1-2 Emplacement de l'évacuateur de crue : [9]**

L'emplacement de l'évacuateur de crue, dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site.

L'incorporation de l'ouvrage dans la digue est déconseillée vu les inconvénients multiples qu'elle présente à savoir, le risque de tassement et de déstabilisation du talus aval ; le débit d'évacuation limité ; et les précautions rigoureuses à prendre au niveau du coursier et du bassin de dissipation d'énergie.

Il est proposé que l'évacuateur de crue soit placé sur le flanc gauche où il sera fondé sur des schistes.

Pour confirmer notre choix du type d'évacuateur de crue on calcule le paramètre de puissance N donné par :

$$N = 0.0098 * q_l * H_T \dots\dots\dots(VII.1)$$

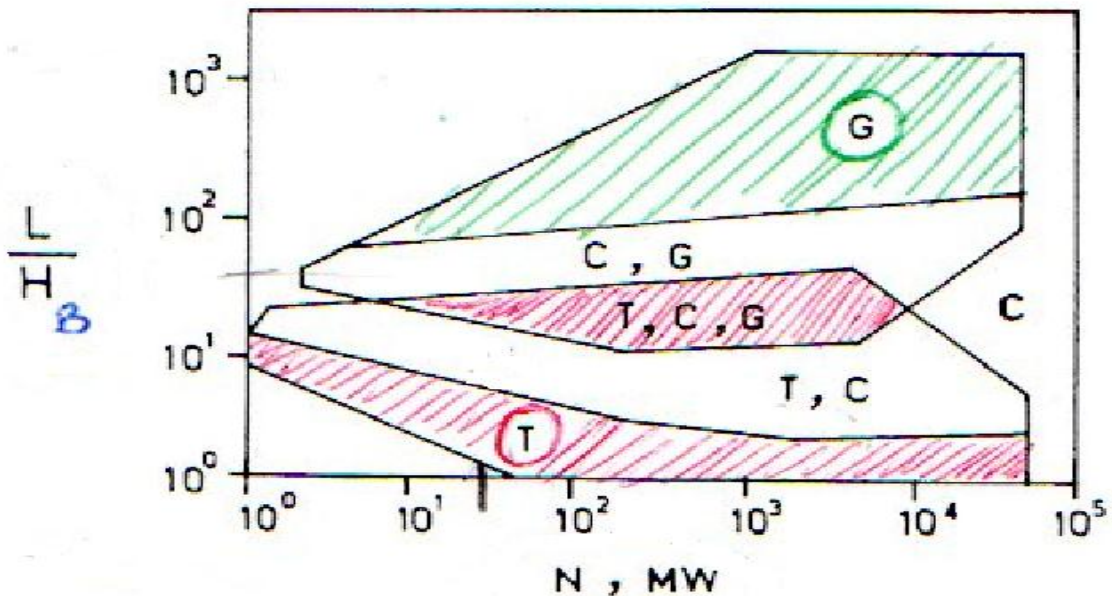
Où :

q<sub>l</sub> : Débit laminée (253 m<sup>3</sup>/s)

H<sub>t</sub> : Hauteur total du barrage (18.20m)

Après calcul on trouve N = 45 Mw

La projection sur le graphe ci-dessous :



*Figure (VII.1) : Choix du type d'évacuateur de crue.*

Avec :

L : Longueur du déversoir (40m);

HB : Hauteur du barrage (18.20m).

nous permet d'opter pour un évacuateur de crue type latéral en "L" où la longueur total fait 40m.

**VII-1-3 Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments de l'évacuateur de crue : [18,3]****A. Le canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

**A.1 Vitesse d'approche :**

$$V_a = \frac{Ql}{b(H_d + P)} \dots\dots\dots(\text{VII. 2})$$

Avec:

- Ql : Débit laminée;
- b : largeur du déversoir;
- H<sub>d</sub> : Charge au-dessus du déversoir;
- P : Hauteur de la pelle;  $P \geq H_d/5$ ;

Donc :  $V_a = 2.78 \text{ m/s}$

on a  $V_{adm} (3 \text{ à } 6) \text{ m/s}$

$V_a < V_{adm}$  Donc pas de risque d'érosion.

**A.2 Longueur du canal d'approche :**

On a:  $L_D = (3 \text{ à } 5)H_E \dots\dots\dots(\text{VII.3})$

Avec:  $H_E = H_a + H_D \dots\dots\dots(\text{VII.4})$

$$= \frac{\alpha V_a^2}{2g} + H_D$$

On aura  $H_E = 2.95 \text{ m}$

Donc :  $L_D = 10 \text{ m}$ .

**B. Déversoir :****B.1 Calcul hydraulique du déversoir :**

Le calcul hydraulique du déversoir ce fait par plusieurs étapes :

**1-** Détermination de la longueur de la tranchée :

La longueur totale du déversoir est de 40m.

On suppose que le déversoir comprend deux partie, partie transversale de longueur  $b_0 = 5$  et partie longitudinale de longueur  $L_d = 35 \text{ m}$ .

**2-** La tranchée est devisée en 5 segment de largeur de  $B = 7 \text{ m}$  chacun. (Voir la figure)

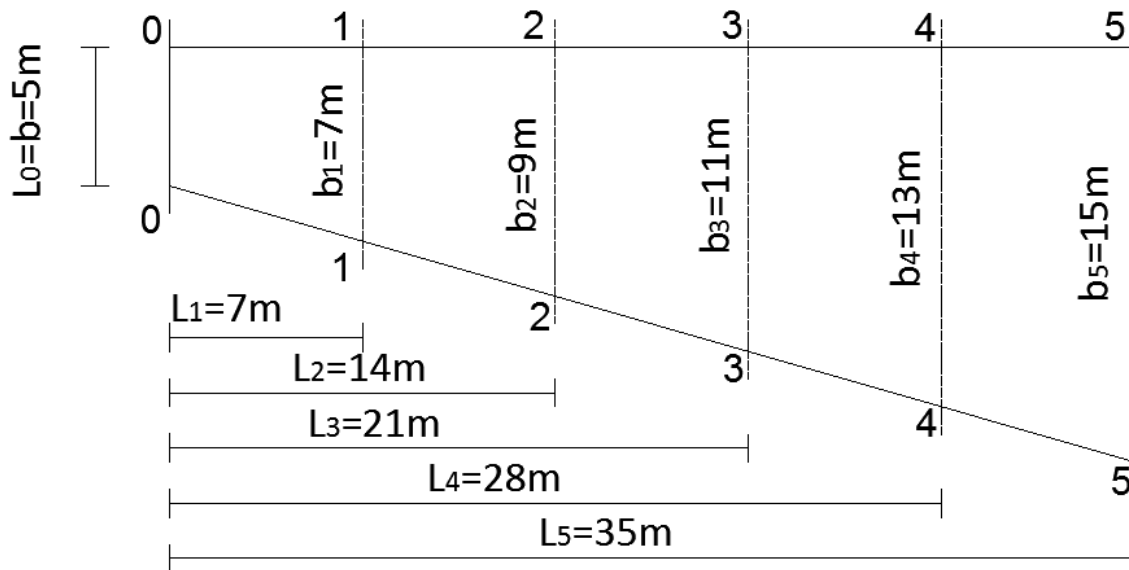


Figure (VII.2) : Géométrie du déversoir.

3- La vitesse du courant dans la tranchée est prise à 6 m/s, elle reste constante dans la tranchée.

4- Débits dans chaque tranchée :

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_i = \frac{q_l \cdot l_i}{L_d} \dots\dots\dots(VII.5)$$

Avec :

- Qi : Débit dans la tranchée (i);
- ql : Débit laminée;
- li : Longueur de la tranchée (i);
- Ld : Longueur du déversoir.

5- Section mouillée de chaque tranchée :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$S_{mi} = \frac{Q_i}{V_{cr}} \dots\dots\dots(VII.6)$$

Avec :

- Smi : Surface mouillée de la tranche (i);
- Qi : Débit de la tranche (i);
- Vcr : Vitesse du courant.

6- Profondeurs des sections :

$$h_i = \frac{S_{mi}}{b_i} \dots\dots\dots(VII.7)$$

Avec :

- hi : Profondeur de la tranchée (i);
- bi : Largeur de la tranchée (i).

7- Rayon hydraulique :

Il est donné par la formule suivante :

$$R_{Hi} = \frac{S_{mi}}{P_{mi}} = \frac{S_{mi}}{b_i + 2h_i} \dots\dots\dots(\text{VII.8})$$

**8- Pertes hydraulique**

$$J = \frac{n^2 V_{cr}}{R_{Hi}^{4/3}} \dots\dots\dots(\text{VII.9})$$

Avec :

n : Coefficient de rugosité de Manning (n = 0.013)

**9- Pertes de charge**

$$\Delta H_{i,i+1} = J_{i,i+1} * l_{i+1} \dots\dots\dots(\text{VII.10})$$

**10- Niveaux du plan d'eau dans chaque tranchée :**

on a :

$$Z_e^0 = H_d - 0.4 H_d \dots\dots\dots(\text{VII.11})$$

$$Z_e^i = Z_e^0 + \Delta H_{i,i+1} \dots\dots\dots(\text{VII.12})$$

Avec:

$Z_e^0$  : Niveaux d'eau pour la section (0-0);

$Z_e^i$  : Niveaux d'eau pour la section (i);

$H_d$  : Charge au-dessus du déversoir;

$\Delta H_{i,i+1}$  : Pertes de charge.

**11- Niveau du fond dans la tranchée :**

$$Z_f^i = Z_e^i + h_i \dots\dots\dots(\text{VII.13})$$

Tous les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (V.12)

**Tableau (VII.1) : Résultats de calcul obtenue pour le déversoir.**

Section	l	Q	Sm	b	h	R <sub>H</sub>	J	Jmoy	ΔH	Ze	Z <sub>f</sub>
0-0	5	31.88	5.31	5	1.062	0.75	0.009			1.53	2.59
								0.007	0.049	1.58	3.35
1-1	12	76.50	12.75	7	1.82	1.20	0.005	0.004	0.028	1.61	4.82
								0.003	0.021	1.63	4.12
2-2	19	121.13	20.19	9	2.24	1.50	0.004	0.003	0.021	1.65	4.32
								0.003	0.021	1.67	4.59
3-3	26	165.75	27.63	11	2.51	1.72	0.003	0.003	0.021	1.65	4.32
								0.003	0.021	1.65	4.32
4-4	33	210.38	35.06	13	2.69	1.91	0.003	0.003	0.021	1.65	4.32
								0.003	0.021	1.65	4.32
5-5	40	255	44.33	15	2.94	2.12	0.002	0.002	0.014	1.67	4.59
								0.002	0.014	1.67	4.59

**C. Coursier :**

C'est une longueur de quelque 180m, de forme rectangulaire de largeur de 15m.

**C.1 La hauteur critique hc**

On a :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \dots\dots\dots(\text{VII.14})$$

hc = 3.08m

**C.2 La hauteur normale :**

Elle est donnée par :

$$Q = S_c.C. (R_H.I_c)^{1/2} \dots\dots\dots(\text{VII.15})$$

Avec :

Sc : section du chenal S=b.hn

Ic : pente du chenal Ic =0,07% ;

$$C_n : \text{coefficient de Chézy } C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots(\text{VII.16})$$

$$R_H : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.hn}{2.hn+b} \dots\dots\dots(\text{VII.17})$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{hn} I^{1/2} (b hn)^{5/2} (2hn + b)^{-3/2} \dots\dots\dots(\text{VII.18})$$

On aura hn = 0.94m.

hc > hn Donc l'écoulement est torrentiel.

**C.3 Courbe de la ligne d'eau :**

Les coordonnées de la courbe de Remous sont données dans l'annexe 10, et le tracé de la courbe est donné dans la planche N°1.

**C.4 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{MB} = h + (0.6 + 0.05 * V_e * \sqrt[3]{h}) \dots\dots\dots(\text{VII.19})$$

Avec :

H<sub>MB</sub> : Hauteur des murs bajoyers;

h : Hauteur d'eau;

V<sub>e</sub> : Vitesse d'écoulement.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (VII.2): Hauteur des murs bajoyers**

H(m)	Ve(m/s)	H <sub>MB</sub> (m)
2.92	5.82	7.02
2.82	6.3	7.03
2.72	6.25	7.04
2.62	6.48	7.05
2.52	6.74	7.06
2.43	7.01	7.07
2.33	7.31	7.08



**D. Bassin de dissipation : [18, 7, 3]**

On opte pour un bassin à ressaut qui est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

D'après les calculs de la ligne d'eau, on peut dire qu'à l'entrée du dissipateur d'énergie (sortie du coursier) nous avons :

- Fr = 1.53
- V = 7.31 m/s
- h = 2.33 m

Pour un nombre de Froude compris entre 1 et 1.7, la norme américaine permet de choisir le bassin de dissipation d'énergie ainsi que ses dimensions.

Le courant incident a une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique, le passage à une profondeur plus grande est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface.

Il n'est alors pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation. Pour F = 1.53 le tirant d'eau à la sortie  $y_2$  est de l'ordre de 2 fois celui à l'entrée  $y_1$  et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse à l'entrée.

Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois  $y_2$  à partir de l'endroit où la profondeur commence à ce modifier (c'est-à-dire immédiatement après la rupture de la pente en fin de coursier).

On a le rapport des hauteurs conjugués :  $\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} + 1)$  .....(VII.20)

Avec :

- $y_1$  : Hauteur à la fin du coursier;
- $y_2$  : Hauteur d'eau du ressaut;
- Fr : Nombre de Froude.

Donc  $y_2 = 4m$ .

La longueur du canal bétonner est de 20m.

**VII-2 Dimensionnement de la prise d'eau : [12]**

**VII-2-1 Choix du type de prise d'eau :**

La tour de prise sera implantée sur une fondation rocheuse, à la rive droite où les conditions topographiques sont plus favorables.

**VII-2-2 Calcul du débit de prise:**

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval).

La consommation maximale est en mois de juillet:  $V_{max} = 2.525 Mm^3$ .

Donc :

$$Qp_{max} = \frac{V_{max}}{Tp} \dots\dots\dots(VII.21)$$

Avec :

$Tp$  : temps de prise ( $T=31$  jours à raison de 16 heures par jour).

On trouve :  $Qp_{max} = 1.41 m^3/s$ .

**VII-2-3 Détermination du nombre d'ouverture de prise :**

Le nombre d'ouverture est calculé par la relation suivante :

$$n = Q_{p_{max}}/q \dots\dots\dots(VII.22)$$

Où :

- $Q_{p_{max}}$  : Débit maximal de prise;
- $q$  : Débit maximal d'une prise ( $q = 4 \div 5 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Donc :  $n = 1$

**VII-2-4 Dimensionnement de l'ouverture de prise :**

L'ouverture de prise est considérée comme un orifice noyé, donc nous avons la relation suivante :

$$Q = \mu_d.F_0 \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(VII.23)$$

Où :

- $\mu_d$  : Coefficient de débit ( $\mu = 1/\sqrt{\epsilon \cdot \xi}$ );
- $F_0$  : Section de l'ouverture ( $F_0 = n_0.b_0$ );
- $Z$  : Différence de charge ( $Z = v_0^2 \cdot \epsilon \cdot \xi / 2 \cdot g$ );
- $v_0$  : Vitesse de passage de l'eau à travers l'ouverture ( $v_0 : 1.2 \div 1.4 \text{ m/s}$ ).

$$\xi = \xi_g + \xi_{ent} + \xi_0 + \xi_{choc} \dots\dots\dots(VII.24)$$

- $\xi_g$  : Coefficient de perte au niveau de la grille ( $\xi_g = \xi'_g (v_g/v_0)^2$ )
- $\xi_{ent}$  : Coefficient de perte à l'entrée ( $\xi_{ent} = 0.15$ )
- $\xi_0$  : Coefficient de perte de l'ouverture ( $\xi_0 = 0.06$ )
- $\xi_{choc}$  : Coefficient du au choc ( $\xi_{choc} = 1$ )
- $v_g$  : Vitesse de passage de l'eau à travers la grille ( $v_g = 0.8 \div 1 \text{ m/s}$ )

$$\xi'_g = \beta(t/a)^{4/3} \sin \alpha \dots\dots\dots(VII.25)$$

Où :

- $\beta$  : Coefficient qui dépend de la forme des bases de grille ( $\beta = 2.42$ )
- $\alpha = 90^\circ$

La grille sera constituée de barreaux verticaux à section circulaire.

$$K = a/(a + t) = 0.8 \div 0.85 \dots\dots\dots(VII.26)$$

Avec :

- $t$  : Diamètre du barreau ( $t = 25 \div 40 \text{ mm}$ );
- $a$  : Distance entre deux barreau.

D'où

$$a = K.t / (1-K) \dots\dots\dots(VII.27)$$

Pour  $t = 25 \text{ mm}$  et  $K = 0.8$  nous avons  $a = 100 \text{ mm}$

Donc :

$$\begin{aligned} \xi'_g &= 0.38 \\ \xi_g &= 0.17 \\ \sum \xi &= 1.38 \end{aligned}$$

Finalement on trouve :

$$\mu = 0.85$$

$$F_0 = 1.18 \text{ m}^2$$

On a :

$$F_0 = b_0.n_0 \dots\dots\dots(\text{VII.28})$$

$$\text{et } n_0 = (1.25 \div 1.5).b_0 \dots\dots\dots(\text{VII.29})$$

$$b_0 = 0.97$$

$$n_0 = 1.21$$

On prend :  $b_0 = 1\text{m}$  et  $n_0 = 1.20\text{ m}$

**VII-2-5 Dimensionnement de la grille :**

$$F_g = Q / \sqrt{v.g.k} \dots\dots\dots(\text{VII.30})$$

$$f_g = 2.20 \text{ m}^2$$

$$h_g = (1.25 \div 1.5) b_g \dots\dots\dots(\text{VII.31})$$

$$h_g = 1.70 \text{ m et } b_g = 1.30 \text{ m}$$

Avec :

- $f_g$  : Section de la grille;
- $h_g$  : Hauteur de la grille;
- $b_g$  : Largeur de la grille.

**VII-2-6 Dimensionnement de la conduite de prise :**

La section de la conduite de prise est calculée par la relation :

$$Q_{p_{\max}} = \mu.F.\sqrt{2.g.H_p} \dots\dots\dots(\text{VII.32})$$

Où :

- $Q_{p_{\max}}$  : Débit de prise
- $H_p$  : Charge minimale de prise
- $F$  : Section de la conduite
- $\mu_d$  : Coefficient de débit

$$\mu_d = 1 / \sqrt{(1 + \sum \xi' + \lambda \cdot \frac{L}{D})} \dots\dots\dots(\text{VII.33})$$

$L$  : Longueur de la conduite ( $L = 150\text{m}$ )

$D$  : Diamètre de la conduite

$$\sum \xi' = \sum \xi + \xi_{\text{ent } c} \dots\dots\dots(\text{VII.34})$$

$\sum \xi$  : Somme des coefficients de pertes de charge au niveau de la tour ( $\sum \xi = 1.38$ )

$\xi_{\text{ent } c}$  : Coefficient de pertes de charge à l'entrée de la conduite ( $\xi_{\text{ent } c} = 0.5$ )

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge de la conduite ( $\lambda = 0.022$  pour la conduite en acier)

Donc :

$$\sum \xi' = 1.88$$

On prend un diamètre de 900mm.

**VII-3 Dérivation provisoire et vidange de fond : [12]**

La plupart des barrages réservoirs doivent être munis d'un ouvrage de vidange placé au fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation plus importante.

Les rôles de cet organe sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement remplacer la prise d'eau ou permettre la répartition de celle-ci en cas de défaillance.

**V-3-1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :**

**A. Choix du type de vidange de fond :[8]**

Le choix de type de vidange de fond on se refaire au tableau donnée dans l'annexe 11.

**B. Calcul du débit de vidange :**

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{VF} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(VII.35)$$

Avec :

$V_u$  : volume utile [9.376Mm<sup>3</sup>].

$T$  : temps de vidange (20 jours à raison de 16 heures par jour)

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel (17.69Mm<sup>3</sup>)).

On trouve :  $Q_{VF} = 8.70 \text{ m}^3/\text{s}$

**C. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :**

Pour un écoulement noyé nous avons la formule :

$$Q_{VF} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots(VII.36)$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu_d \cdot \sqrt{2g \cdot H}} = \pi \frac{d^2}{4} \dots\dots\dots(VII.37)$$

Avec :

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$\mu_d$  : Coefficient de débit :  $\mu_d \in [0,8 - 0,85]$ .

La section de la conduite sera de  $S = 0.680 \text{ m}^2$ .

Le diamètre de la conduite sera de :  $d = 931 \text{ mm}$

On prend un diamètre normalisé :  $d = 1000 \text{ mm}$ .

### VII-3-2 Dimensionnement de la dérivation provisoire :

$$Q = \mu_d \cdot F \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_a} \dots\dots\dots(\text{VII.38})$$

Avec :

Q ; Débit de crue vingtenal ( $Q = 153.89 \text{ m}^3/\text{s}$ );

$\mu_d$  : Coefficient de débit ( $\mu_d = 0.85$ );

F : Section de la conduite;

$H_a$  : Charge amont.

On a :

$$F = \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots\dots(\text{VII.39})$$

Donc :  $D = 4.45 \text{ m}$

**Résultat :** D'après ce résultat, le diamètre de la conduite de dérivation est trop important pour un tel oued et vu le temps de vidange trouvé ultérieurement pour une réelle conduite de Ø1000 mm et vu la moyenne importance de l'ouvrage, on a opté pour trois conduite en acier Ø1000 qui seront utilisée pendant la construction pour la dérivation provisoire, et en fin de construction nous allons bloquer deux conduite , et laisser une seul qui sera utilisée comme vidange de fond.

# **CONCLUSION GENERALE**

## **Conclusion générale :**

Les résultats des analyses et calculs exécutés dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage de Zaouia nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction du barrage de Zaouia est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le relief et la géologie du bassin versant, ainsi que l'étanchéité de la cuvette et la disponibilité des matériaux in situ, facilitent la réalisation du barrage. En effet le futur barrage sera en terre homogène. Le volume utile sera de  $14 \text{ Mm}^3$  avec une hauteur utile de 6.30 m.

Les talus amont et aval du barrage seront d'une pente de 1/3 et 1/2.5 respectivement. Le barrage sera muni d'un drain de surface de 5m de hauteur. Le mur du barrage fera 18.19m avec une largeur à la crête de 9m et une longueur de la crête de 184m. Pour lutter contre les infiltrations et le renard, le barrage sera muni d'une clé d'encrage de 13m de profondeur et d'un drain tapis superficiel de quelque 110m.

Au niveau des pertes par infiltrations à travers la digue et la fondation, elles seront de l'ordre de  $22440 \text{ m}^3/\text{an}$  qui ne représentent que 0.2% du  $V_{\text{NNR}}$  ce qui est très satisfaisant.

Pour évacuer les crues extrêmes, le barrage sera muni d'un évacuateur de crue type chute à déversement latéral de 40 m de longueur utile. Afin de dissiper l'énergie provenant de l'évacuateur de crue, on dispose un bassin de dissipation à ressaut d'une longueur de 20m.

A la fin, il est utile de faire remarquer que bon nombre de données techniques et cartographiques, indispensables au bon dimensionnement de tels ouvrages, ont été estimées car inexistantes. Sur cette base, et dans l'option d'un avant-projet détaillé (APD) ou projet d'exécution, beaucoup de calculs doivent être refaits.

## Références bibliographiques

- [1] : **A, Sari Ahmed.**, Initiation à l'hydrologie de surface, Edition Houma, Alger 2009.
- [2] : **Belkendil, A.**, Etude du transport solide dans le bassin versant du Guir, Thèse de Magister, Université de Béchar, 2004.
- [3] : **Chieu, Dovan**, cours de constructions hydrauliques, université de Batna, institut d'hydrologie, 1992.
- [4] : **Chow, V, T.**, open channel hydraulics, Mc Graw Hill, international book company, 1959.
- [5] : **Cours de barrage en terre**, 3<sup>ème</sup> année hydraulique, département d'hydraulique, Abderrahmane Mira de Bejaia, 2015.
- [6] : **Gaoua. S. et Labbaci. D.**, Etude de faisabilité d'un barrage sur l'oued Rabta (Mekla .W. Tizi Ouzou), Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2003.
- [7] : **Hager,W. et Scheless, A, J**, volume 15, construction hydraulique, écoulement stationnaires, presses polytechniques et universitaire Ramandes, 2009.
- [8] : **Hamaddouche, A.**, Etude de faisabilité d'une retenue sur l'oued Allalah Akacha (W. Chlef), Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida. Juillet 2008.
- [9] : **Khatsuria, R, M**, Hydraulics of spillways and energy dissipators, Marcel Dekker, New York, 2005.
- [10] : **Rapport géologique et géotechnique** du barrage de Zaouia (W. Tizi-ouzou) ROMELECTRO-S.A, octobre 2003.
- [11] : **Rodriguez, B. et Larosa, S.**, Manuel de conception et projets typiques des digues en terre, Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrage, Alger, Avril 2004.
- [12] : **Sadeg, M. et Chelih, M.**, Etude d'un barrage homogène sur oued Teht (W. Mascara), Mémoire de fin d'étude, 1996.
- [13] : **Schleiss, A. et Pougatsch, H.**, les barrage du projet à la mise en seine, presses polytechniques et universitaires Romandes, 2011.
- [14] : **Slahdji, N.**, Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur oued Rabta (W. Tizi Ouzou), Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida. Octobre 2008.
- [15] : **Tamdrari, I. et Almas, M.**, Etude de la retenue collinaire sur l'oued Imedoussen (W. TiziOuzou), Mémoire de Fin d'Etude, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, juin 2010.
- [16] : **Touaibia, B. et Benlaoukli, B.**, Introduction au dimensionnement des retenus collinaires, ENSH Blida, Avril 2004.
- [17] : **Touaibia, B.**, Manuel pratique d'hydrologie, Presse Madani Frères Guerrouaou, Blida, Mars 2004.
- [18] : **USBR-United State Department of Interior**, Bureau of Réclamation, Design of Small Dams, Denver, Colorado, Third Edition, 1987.



# **Annexes**

## *Annexes*

*Annexe I : pluies mensuelles et moyennes annuelles de la station de Makouda code : 021805*

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1977	3.20	4.00	17.80	6.00	55.10	16.90	87.90	81.30	0.00	5.40	0.00	0.00	277.60
1978	8.00	126.00	100.80	43.50	83.80	235.40	116.70	70.50	10.60	0.00	0.00	7.70	803.00
1979	67.00	125.70	214.10	62.70	127.00	75.20	171.10	181.10	13.40	0.00	0.00	0.00	1037.30
1980	0.00	62.10	102.90	410.10	74.00	87.80	85.30	90.00	37.40	0.00	0.00	31.40	981.00
1981	3.50	59.90	49.80	147.60	223.20	164.60	62.50	17.00	32.00	4.50	0.00	4.90	769.50
1982	90.50	76.50	274.00	213.20	8.70	66.90	66.90	29.20	16.50	0.00	0.00	18.50	860.90
1983	11.30	36.60	96.10	104.80	181.80	190.90	64.40	44.50	120.40	12.20	0.00	0.00	863.00
1984	25.60	124.80	31.70	199.60	107.10	73.70	339.40	14.90	85.00	0.00	0.60	0.00	1002.40
1985	73.10	62.40	175.80	83.30	106.70	81.40	223.70	43.80	1.30	12.80	5.10	0.30	869.70
1986	22.60	70.30	127.60	268.00	162.60	218.50	54.90	14.10	7.30	11.90	0.00	4.00	961.80
1987	39.50	26.20	92.30	46.20	41.30	56.00	91.00	60.30	20.50	26.70	21.10	0.00	521.10
1988	37.90	6.00	93.80	268.20	70.00	33.10	41.30	82.50	1.00	13.20	0.50	13.30	660.80
1989	42.40	25.20	48.50	75.50	96.20	0.00	45.00	74.40	84.50	4.00	29.40	0.00	525.10
1990	1.20	50.30	45.90	267.90	125.40	171.00	97.40	46.20	10.00	1.80	0.00	14.80	831.90
1991	3.70	159.60	41.40	17.40	191.20	98.10	91.10	163.90	58.20	24.40	4.30	0.00	853.30
1992	6.20	82.90	101.10	269.60	53.50	104.70	27.40	120.40	37.40	0.00	0.00	7.10	810.30
1993	54.20	34.40	49.90	113.20	126.60	70.40	0.00	68.00	5.00	0.00	0.00	7.20	528.90
1994	79.00	70.10	24.10	129.50	353.50	69.60	136.20	32.90	3.00	16.40	0.00	29.30	943.60
1995	15.90	20.30	20.80	61.00	157.20	261.80	62.40	144.80	46.60	20.60	6.00	7.80	825.20
1996	34.20	89.10	58.70	65.70	64.90	17.20	20.70	93.30	17.10	4.10	1.70	10.90	477.60
1997	61.90	135.10	129.90	112.50	60.30	149.20	83.90	83.80	202.00	1.00	0.00	1.80	1021.40
1998	38.40	51.80	147.80	121.10	132.40	136.60	64.60	20.70	31.40	0.00	0.00	0.00	744.80
1999	22.70	21.50	172.80	263.40	27.50	3.80	7.10	37.50	43.80	5.20	0.40	1.10	606.80
2000	16.60	31.20	73.60	39.80	308.80	76.10	21.10	39.90	34.40	0.00	0.00	23.50	665.00
2001	26.10	1.10	90.90	88.10	92.40	48.40	53.20	44.80	19.10	0.30	16.10	11.60	492.10
2002	25.00	56.00	202.50	260.10	325.80	73.30	54.90	238.50	29.90	0.00	0.00	0.00	1266.00
2003	35.00	65.30	54.20	145.90	177.40	35.40	59.70	115.20	108.50	2.80	0.00	2.60	802.00
2004	33.30	27.80	153.80	273.20	183.70	171.90	78.70	62.40	6.10	0.00	0.00	0.80	991.70
2005	30.90	49.80	77.70	142.40	168.50	221.10	29.50	20.70	62.90	1.80	2.70	2.20	810.20
2006	32.50	32.60	4.50	175.20	12.80	45.40	285.10	213.90	18.50	8.90	4.20	1.40	835.00

## *Annexes*

### *Annexe 2 : Pluies maximales journalières*

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1977	1.9	4	5.9	1.7	13.2	4.4	27.5	21.4	0	4.7	0	0	27.5
1978	5.6	43.9	29.5	16.2	21	70.3	24.6	17.8	5.2	0	0	7.7	70.3
1979	24.5	44.8	36.7	38.4	31	34.4	98.6	45.8	6.8	0	0	0	99.6
1980	0	12.2	36.5	106.9	29.9	20.7	23.5	18.8	14.4	0	0	30.5	106.9
1981	3.5	36.3	26.7	59	48.5	39.8	14.2	11	12.4	4.5	0	3.6	59
1982	67.1	33.4	60.6	51	8.7	21.3	21.4	13.8	11.5	0	0	18.5	67.1
1983	8.5	20.1	26.8	35.8	71.5	41.9	24.8	12.4	30	12.2	0	0	71.5
1984	13	28.6	13.8	44.2	28	52.7	69.8	8.4	26.4	0	0.6	0	69.8
1985	23	34.5	77.3	22.5	30.7	28.8	128.6	11.1	0.9	12.2	3.8	0.3	128.6
1986	10.8	22.1	31.6	99.5	31	45.5	27.8	7.2	1.8	9.7	0	2.9	99.5
1987	27.8	16.2	28.8	22.3	15.7	22.1	34.1	27.4	7.3	12.3	13.1	0	34.1
1988	19	3.3	40.3	57	17.8	7.6	21.2	16.9	0.6	6.9	0.5	13.3	57
1989	20.9	12.1	15.5	45.3	25.2	0	10.4	33.8	30.3	2.7	21.8	0	45.3
1990	1.2	20.8	20	56.2	41.7	61	45.1	17.9	8.5	1.8	0	12.1	61
1991	2.4	52.6	20.6	7.9	64.8	62.9	22.9	73.4	30.1	15.6	4.3	0	73.4
1992	4.1	36.7	39.5	113	39.4	28.2	17.1	23.7	17.7	0	0	7.1	113
1993	23.2	12.2	13.2	32	52.4	29.5	0	20.6	3.6	0	0	7	52.4
1994	28.2	20.9	11.7	38.6	68.4	30.3	33.8	15.7	2.4	10.6	0	21.5	68.4
1995	6.3	9.2	8.7	22.5	51.6	107.9	16.3	51.6	17.7	5.9	5.2	4.7	107.9
1996	16.5	31.9	10.6	19.9	9.8	13.9	8.3	29.5	7.4	2.2	1.7	6.1	31.9
1997	42.3	59.6	30.5	37.5	26.5	97.7	37.6	62	52.2	0.8	0	1.2	97.7
1998	20.4	22.5	22.9	30.2	23.9	36.8	18.8	63	16.5	0	0	0	36.8
1999	12.6	14	57.6	70.3	8.8	2.1	3.8	20.6	18.8	2.6	0.4	1.1	70.3
2000	6.6	6	36.2	13.8	80.8	14.6	21.1	15.5	13.4	0	0	23.5	80.8
2001	11.6	0.6	36.2	43.7	29.8	24.2	27.6	11.5	6.5	0.3	14	3.5	43.7
2002	10.2	26.6	68.1	102.8	74.6	16.2	34	67.3	15.2	0	0	0	102.8
2003	10.9	29.1	18	37	69.6	9.2	15.5	41.2	45.6	1.9	0	2.6	69.6
2004	11.7	13.9	51.8	28.7	32.6	21.2	8.2	23.7	4.3	0	1.1	0.3	51.8
2005	10.9	23.6	14.7	54.3	35.8	60.1	15.4	8.9	37.4	1.8	2.7	2.2	60.1
2006	11.4	17.4	3.4	41.3	7.5	9.8	96.1	43.6	10	7.5	4.2	1.4	96.1

## Annexes

*Annexe 3 : Classification des barrages en fonction des Hauteurs et des fondations des barrages (ex.URSS)*

Barrages en terre ou en enrochement		Barrages en béton		Classes
roche	Sol perméable	roche	Sol perméable	
Hauteur du barrage				
>100	>20	>100	>25	<b>I</b>
50-100	25-50	50-100	20-25	<b>II</b>
20-50	15-25	20-50	10-20	<b>III</b>
<20	<15	<20	<10	<b>IV</b>

*Annexe 4 : Pentés des talus par rapport à la hauteur et au type de digue.*

Hauteur de barrage HT	Type de la digue	Les pentes	
		Amont (m1)	Aval (m2)
<b>3 à 10 m</b>	Homogène	1/2.5	1/2.0
	Zones	1/2.0	1/2.0
<b>5 à 10 m</b>	Homogène à granulométrie étendue	1/2.0	1/2.0
	Homogène a fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.0
	Zones	1/2.0	1/2.0
<b>10 à 20 m</b>	Homogène à granulométrie étendue	1/2.5	1/2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3.0	1/2.5
	Zones	1/2.5	1/2.5
<b>Plus de 20 m</b>	Homogène à granulométrie étendue	1/3.0	1/2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3.5	1/2.5
	Zones	1/3.0	1/3.0

**Annexe 5 : les caractéristiques géotechniques des matériaux de la digue et de la fondation**

	Corps		Fondation	
	Saturée	Sec	Saturée	Sec
<b>ρ</b>	1866	1792	2040	1948
<b>C (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	0.46	0.46	0.41	0.41
<b>Φ (°)</b>	33.6	33.6	41.40	41.40

## Annexes

**Annexe 6 : Calcul de stabilité pour R9 = 4.966m talus avale fonctionnement normal**

N°	b=R/10	h1	$\gamma_1$	h2	$\gamma_2$	h3	$\gamma_3$	$\alpha$	Sin(ai)	Cos(ai)	Gi	Ti	Ni	Li	Pi	Ffi	Ci	Li.Ci	ai	$B_i = R - (h_{iT} \cdot \cos \alpha) / 2$	$B_i \cdot a_i \cdot G_i / R$				
-3	4.966	19.42	1	1.78	1866	0	1792	14	0.242	0.970	213301	51602	2069.66	5.118	108.539	210601	0.46	2.354	0.325	39.37	54960				
-2	4.966	20.44	2040	3.77	1866	0	1792	9	0.156	0.988	241981	37854	2390.02	5.028	121.713	233576	0.46	2.313	0.325	37.71	59712				
-1	4.966	20.94	2040	5.74	1866	0.01	1792	3	0.052	0.999	265436	13891	2650.73	4.973	132.670	242383	0.46	2.288	0.325	36.33	63114				
0	4.966	21.00	2040	6.19	1866	0.56	1792	0	0.000	1.000	275065	0	2750.65	4.966	135.014	249410	0.46	2.284	0.325	35.79	64421				
1	4.966	20.94	2040	6.61	1866	1.13	1792	3	0.052	0.999	283426	14833	2830.38	4.973	137.011	258101	0.46	2.288	0.325	35.34	65553				
2	4.966	20.44	2040	7.40	1866	2.35	1792	9	0.156	0.988	296549	46390	2928.99	5.028	139.969	259895	0.46	2.313	0.325	34.75	67444				
3	4.966	19.42	2040	8.10	1866	3.61	1792	14	0.242	0.970	303963	73535	2949.35	5.118	140.889	253400	0.46	2.354	0.325	34.56	68741				
4	4.966	17.86	2040	8.75	1866	4.95	1792	20	0.342	0.940	306022	104665	2875.67	5.285	140.617	237041	0.46	2.431	0.325	34.83	69764				
5	4.966	15.69	2040	9.36	1866	6.32	1792	27	0.454	0.891	301917	137067	2690.10	5.574	139.597	214807	0.46	2.564	0.325	35.69	70510				
6	4.966	12.81	2040	9.92	1866	7.74	1792	33	0.545	0.839	290681	158316	2437.86	5.921	134.633	171668	0.46	2.724	0.325	36.88	70156				
7	4.966	9.08	2040	10.46	1866	7.78	1792	41	0.656	0.755	258176	169379	1948.48	6.580	128.574	120390	0.46	3.027	0.325	39.35	66486				
8	4.966	4.19	2040	10.97	1866	7.22	1792	49	0.755	0.656	208321	157221	1366.71	7.570	114.694	60326	0.46	3.482	0.325	42.32	57697				
9	4.966	0.00	2040	8.95	1866	5.21	1792	58	0.848	0.530	129285	109640	685.11	9.371	83.891	45462	0.46	4.311	0.325	45.91	38843				
10	4.966	0.00	2040	0.00	1866	1.85	1792	72	0.951	0.309	16435	15631	50.79	16.071	0.000	3374	0.46	7.392	0.325	49.38	5310				
												1090030						2560442				42,12			822719

## Annexes

**Annexe 7 : Calcul de stabilité pour R9 = 5.254m talus amont fin de construction**

N°	b=R/10	h1	$\gamma_1$	h2	$\gamma_2$	$\alpha$	Sin( $\alpha_i$ )	Cos( $\alpha_i$ )	Gi	Ti	Ni	Li	Pi	Ffi	Ci	Li.Ci	ai	Bi = R - (hi <sub>r</sub> .cos $\alpha$ )/2	Bi*ai*Gi/R
-4	5,254	17,68	1948	0,36	1792	20	0,342	0,940	184301	63035	173186	5,591	100,844	152595	0.46	2,572	0,105	57,97	16883
-3	5,254	19,33	1948	2,11	1792	14	0,242	0,970	217744	52677	211276	5,415	116,117	186163	0.46	2,491	0,105	56,04	19283
-2	5,254	20,41	1948	2,87	1792	9	0,156	0,988	235828	36892	232925	5,319	123,792	205242	0.46	2,447	0,105	54,95	20479
-1	5,254	20,93	1948	5,62	1792	3	0,052	0,999	267162	13982	266796	5,261	139,703	235089	0.46	2,420	0,105	53,18	22454
0	5,254	21,00	1948	6,50	1792	0	0,000	1,000	276088	0	276088	5,254	144,463	243277	0.46	2,417	0,105	52,69	22991
1	5,254	20,93	1948	7,37	1792	3	0,052	0,999	283670	14846	283281	5,261	148,928	249614	0.46	2,420	0,105	52,31	23449
2	5,254	20,41	1948	9,10	1792	9	0,156	0,988	294464	46064	290839	5,319	156,921	256271	0.46	2,447	0,105	51,87	24139
3	5,254	19,33	1948	10,88	1792	14	0,242	0,970	300285	72646	291366	5,415	163,588	256729	0.46	2,491	0,105	51,79	24574
4	5,254	17,68	1948	12,93	1792	20	0,342	0,940	302684	103524	284430	5,591	171,145	250608	0.46	2,572	0,105	52,06	24902
5	5,254	15,38	1948	14,39	1792	27	0,454	0,891	292859	132955	260939	5,896	175,523	229894	0.46	2,712	0,105	53,18	24613
6	5,254	12,34	1948	16,14	1792	33	0,545	0,839	278257	151549	233366	6,264	178,417	205582	0.46	2,882	0,105	54,50	23965
7	5,254	8,39	1948	17,90	1792	41	0,656	0,755	254316	166846	191935	6,961	182,959	169052	0.46	3,202	0,105	56,53	22717
8	5,254	3,12	1948	18,19	1792	49	0,755	0,656	203182	153343	133299	8,008	170,649	117369	0.46	3,684	0,105	59,45	19090
9	5,254	0,00	1948	14,08	1792	58	0,848	0,530	132551	112409	70241	9,914	139,584	46575	0.46	4,560	0,105	62,71	13136
										1120769					2804060			39,32	302676

## Annexes

**Annexe 8 : Calcul de stabilité pour R9 = 4.966 m talus avale fin de construction**

N°	b=R/10	h1	$\gamma_1$	h2	$\gamma_2$	$\alpha$	Sin( $\alpha_i$ )	Cos( $\alpha_i$ )	Gi	Ti	Ni	Li	Pi	Ffi	Ci	Li.Ci	ai	$B_i = R - \frac{(h_{i1} \cdot \cos \alpha)}{2}$	$B_i \cdot a_i \cdot G_i / R$				
-3	4.966	19.42	1948	1,78	1792	14	0.242	0.970	203772	49297	197719	5,118	108,539	201264	0.46	2,354	0,105	39.37	16963				
-2	4.966	20.44	1948	3,77	1792	9	0.156	0.988	231259	36177	228411	5,028	121,713	223297	0.46	2,313	0,105	37.71	18437				
-1	4.966	20.94	1948	5,75	1792	3	0.052	0.999	253761	13281	253413	4,973	132,738	231918	0.46	2,288	0,105	36.33	19494				
0	4.966	21.00	1948	6,75	1792	0	0.000	1.000	263197	0	263197	4,966	137,795	238844	0.46	2,284	0,105	35.79	19915				
1	4.966	20.94	1948	7,74	1792	3	0.052	0.999	271430	14206	271058	4,973	142,611	247592	0.46	2,288	0,105	35.34	20282				
2	4.966	20.44	1948	9,75	1792	9	0.156	0.988	284493	44504	280990	5,028	151,790	249741	0.46	2,313	0,105	34.75	20904				
3	4.966	19.42	1948	11,71	1792	14	0.242	0.970	292112	70668	283435	5,118	159,345	243954	0.46	2,354	0,105	34.56	21343				
4	4.966	17.86	1948	13,70	1792	20	0.342	0.940	294648	100776	276879	5,285	166,760	228679	0.46	2,431	0,105	34.83	21702				
5	4.966	15.69	1948	15,68	1792	27	0.454	0.891	291311	132252	259560	5,574	174,836	207742	0.46	2,564	0,105	35.69	21980				
6	4.966	12.81	1948	17,67	1792	33	0.545	0.839	281180	153142	235818	5,921	180,487	166306	0.46	2,724	0,105	36.88	21925				
7	4.966	9.08	1948	18,24	1792	41	0.656	0.755	250184	164136	188817	6,580	179,787	116905	0.46	3,027	0,105	39.35	20815				
8	4.966	4.19	1948	18,19	1792	49	0.755	0.656	202379	152737	132772	7,570	169,382	58746	0.46	3,482	0,105	42.32	18109				
9	4.966	0.00	1948	14,16	1792	58	0.848	0.530	125995	106850	66767	9,371	132,681	44272	0.46	4,311	0,105	45.91	12230				
10	4.966	0.00	1948	1,85	1792	72	0.951	0.309	16436	15631	5079	16,071	29,681	3355	0.46	7,392	0,105	49.38	1716				
										1053657											2462615	42,12	255815

## Annexes

---

*Annexe 9* : Coefficients de stabilité admissible des talus.

<b>Cas de calcul</b>	<b>Situation</b>	<b>K<sub>G</sub></b>
<b>Normale</b>	Lac plein au niveau normal (CRN)	$\geq 1.40$
	Lac plein au niveau de crue (CPHE)	$\geq 1.40$
<b>Exceptionnelle</b>	Lac vide	$\geq 1.30$
	Lac vide + séisme (de calcul) T = 145 ans - Barrage de classe (III) T = 200 ans - Barrage de classe (II) T = 500 ans - Barrage de classe (I)	$\geq 1.30$
	Vidange rapide	$\geq 1.30$
	CRN + séisme (de vérification) T = 1000 ans - Barrage de classe (III) T = 5000 ans - Barrage de classe (II) T = 10000 ans - Barrage de classe (I)	$\geq 1.20$
<b>Extrême</b>	Lac vide + séisme (de vérification)	$\geq 1.20$



## *Annexes*

*Annexe 10 : Coordonnées de la courbe de remous et la hauteur des murs bajoyers.*

H	m	B	Q	S	P	RH	V	E	Delta (E)	Se	Se-moy	S0	S0-semoy	Delta (x)	X	F	HMB
2.92	0	15	255	43.80	20.84	2.10	5.82	4.65	0	0.002		0.001			0.0	1.099	7.02
2.82	0	15	255	42.32	20.64	2.05	6.3	4.67	-0.024338	0.002	0.002	0.001	-0.001	19.6	19.6	1.15	7.03
2.72	0	15	255	40.83	20.44	2.00	6.25	4.71	-0.038087	0.003	0.002	0.001	-0.001	25.6	45.2	1.21	7.04
2.62	0	15	255	39.35	20.25	1.94	6.48	4.76	-0.053900	0.003	0.003	0.001	-0.002	30.4	75.6	1.28	7.05
2.52	0	15	255	37.86	20.05	1.89	6.74	4.84	-0.072243	0.003	0.003	0.001	-0.002	34.3	109.9	1.35	7.06
2.43	0	15	255	36.38	19.85	1.83	7.01	4.93	-0.093641	0.004	0.003	0.001	-0.002	37.5	1447.4	1.44	7.07
2.33	0	15	255	34.89	19.65	1.78	7.31	5.05	-0.118759	0.004	0.004	0.001	-0.003	40.2	187.6	1.53	7.08
2.23	0	15	255	33.41	19.45	1.72	7.63	5.20	-0.148441	0.005	0.004	0.001	-0.003	42.5	230.1	1.63	7.10
2.13	0	15	255	31.92	19.26	1.66	7.99	5.38	-0.183773	0.005	0.005	0.001	-0.004	44.3	274.4	1.75	7.11
2.03	0	15	255	30.44	19.06	1.60	8.38	5.61	-0.22616	0.006	0.006	0.001	-0.005	45.9	320.3	1.88	7.13
1.93	0	15	255	28.95	18.86	1.53	8.81	5.88	-0.277479	0.007	0.007	0.001	-0.006	47.2	367.5	2.02	7.15
1.83	0	15	255	27.47	18.66	1.447	9.28	6.22	-0.340183	0.009	0.008	0.001	-0.007	48.2	415.7	2.19	7.17
1.73	0	15	255	25.98	18.46	1.41	9.82	6.64	0.417627	0.010	0.010	0.001	-0.009	49.0	464.8	2.38	7.19
1.63	0	15	255	24.50	18.27	1.34	10.41	7.16	-0.51441	0.012	0.011	0.001	-0.010	49.7	514.4	2.60	7.21
1.53	0	15	255	23.01	18.07	1.27	11.08	7.79	-0.636968	0.015	0.014	0.001	-0.013	50.1	5654.5	2.86	7.24
1.44	0	15	255	21.53	17.87	1.20	11.85	8.59	-0.794490	0.019	0.017	0.001	-0.016	50.4	614.9	3.16	2.27
1.34	0	15	255	20.04	17.67	1.13	12.72	9.59	-1.000395	0.023	0.021	0.001	-0.020	50.5	665.4	3.51	7.30
1.24	0	15	255	18.56	17.47	1.06	13.74	10.86	-1.274793	0.029	0.026	0.001	-0.025	50.4	715.8	3.95	7.34
1.14	0	15	255	17.07	17.28	0.99	14.94	12.51	-1.648727	0.038	0.034	0.001	-0.033	50.1	765.9	4.47	7.38
1.04	0	15	255	15.59	17.08	0.91	16.36	14.68	-2.171789	0.051	0.045	0.001	-0.044	49.7	815.6	5.12	7.43
0.94	0	15	255	14.10	16.88	0.84	18.09	17.61	-2.926471	0.070	0.061	0.001	-0.060	49	864.6	5.96	7.49

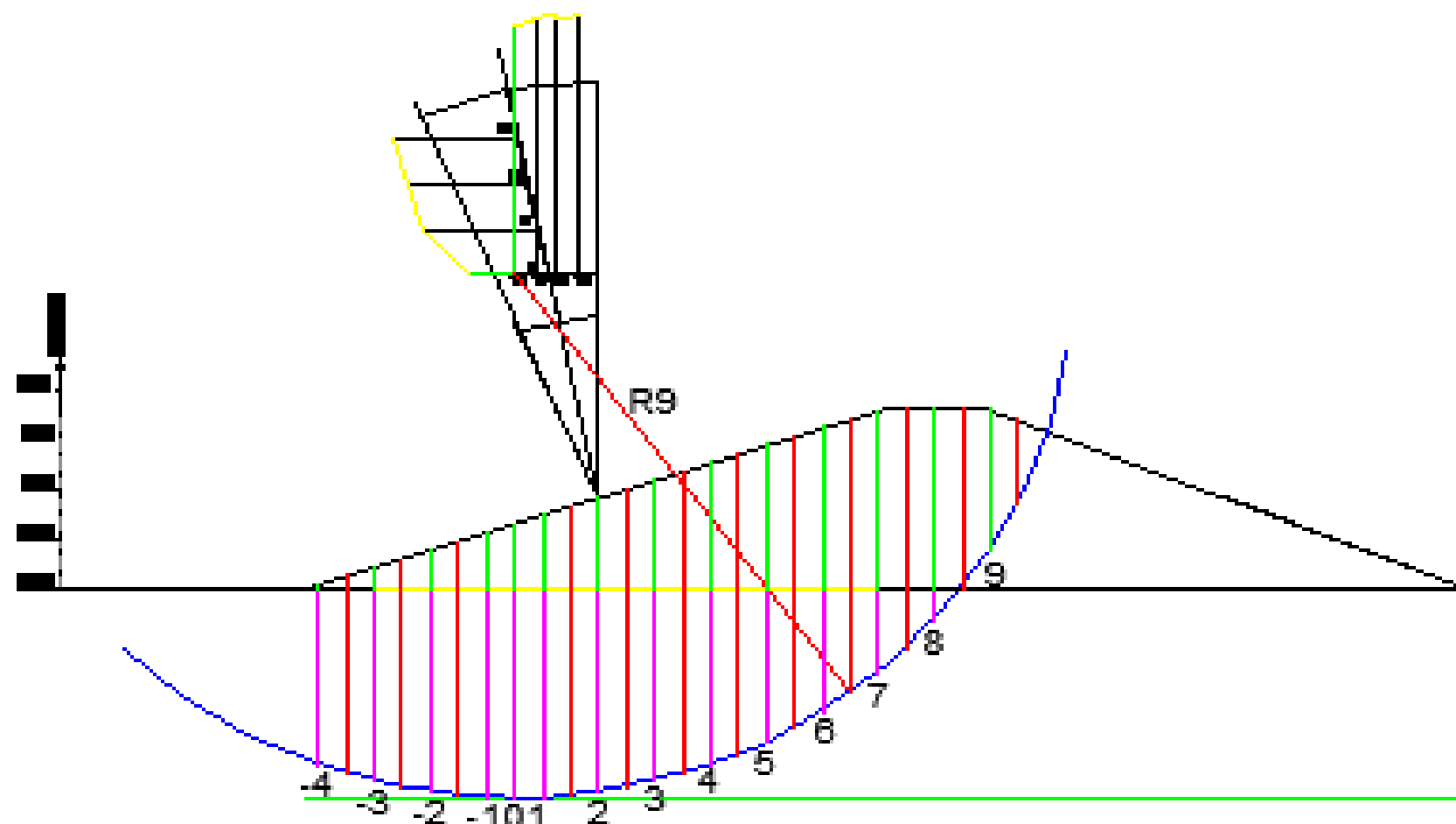
## *Annexes*

---

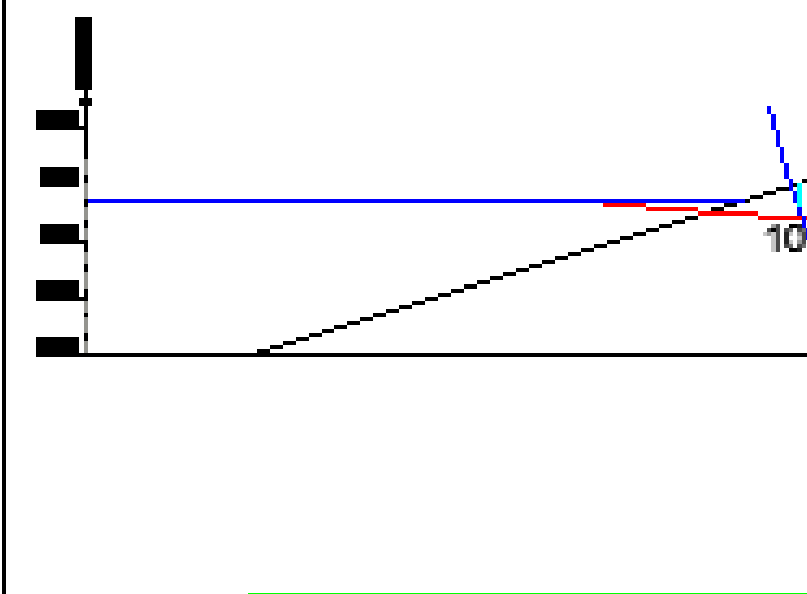
*Annexe 11 : Type de vidange de fond en fonction de (  $H^2 \cdot \sqrt{v}$  )*

<b><math>H^2 \cdot \sqrt{v}</math></b>	<b>Type de conduite</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Nombre de position des vannes</b>
$\leq 30$	P V C ou Acier	(160 – 200)	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la		Vanne de garde et vanne

Talus amont  
(Retenue vide)



Talus a  
(fonctionne



Construction de la ligne de saturation par la  
Parabole de KOZENY

Talus  
(Retenu

