

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE  
CHAABET THRID  
(W.MEDEA)**

**PRESENTE PAR :**  
**HAMDANE Amine**

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

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
B.BENLAOUKLI	Maître de conférences (A)	Président
M.D BENSALAH	Maître Assistant (A)	Membre
N.SAIL	Maître Assistante (A)	Membre
A.ZEROUAL	Maître Assistant (A)	Membre
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Promotrice

**Session - 2016**

# Remerciement

J'adresse tout d'abord, mon premier remerciement à dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage d'accomplir ce travail.

Je remercie ma promotrice Mme. ADDOU, enseignante à l'école nationale supérieure d'hydraulique, qui m'a guidé dans mon travail.

Je remercie aussi Mr. ZIANI Abdel Hamid, ingénieur à l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert, qui m'a aidé en me fournissant des données.

J'exprime également tous mes sincères remerciements aux membres du jury qui ont acceptés de nous honorer par leur présence à notre soutenance.

Sans oublier toutes les personnes qui m'ont aidées dans la réalisation de ce mémoire, ainsi que les enseignants de l'école nationale supérieure d'hydraulique, Mr.ZAIBAK, Mr.HASSAN, Mr.MIHOUBI, Mme.MOKRAN, qui m'ont guidés tout au long de notre cursus.

## Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère

Mon père

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mes frères (Ouadie, Ramzi et sifeddine)

Mes amis

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Amine

## ملخص

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد ثريد (ولاية المدية) لإنشاء سد من اجل تزويد المنطقة بمياه السقي بما يقارب 23 هكتار من الاراضي الفلاحية المجاورة.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم هذا السد الذي يبلغ ارتفاعه 18 متر و سعة تقدر ب 0.197 مليون متر مكعب وكذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الانجاز.

## Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Thrid (wilaya de Médéa) pour l'implantation d'une retenue collinaire, destiné à l'irrigation d'une superficie de 23 ha.

Après une étude géologique précise et complète suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné une retenue collinaire de 18 m de hauteur et une capacité de 0.197 millions  $m^3$ , puis nous avons implanté la digue et vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

## Abstract:

In the present report we made a complete technical study on Oued of Thrid (Wilaya de Médéa) for the establishment of small dam, intended for the irrigation of a small dam, intended for the irrigation of a surface of 23 ha.

After a geological investigation followed by a thorough hydrological study we dimensioned a small dams 18m height and a capacity of 0.197 millions  $m^3$ . Then we established the dam and one checked his stability. For the realization we prepared an explanatory note containing the various stages of calculation.

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

Introduction.....	1
1) Etude Topographique.....	3
2) Etude géologie.....	4
2.1) Situation géographique du site.....	5
2.2) Situation géographique de la willaya de Médéa .....	6
2.3) Choix du site du barrage .....	6
2.4) Géomorphologie du site.....	6
2.5) Aperçu géologique .....	6
2.5.1) Contexte general.....	6
2.5.2) Stratigraphie .....	7
2.5.3) Tectonique.....	8
2.6) Géologie du site et de la cuvette.....	8
2.7) Matériaux de construction.....	9
2.8) Séismicité régionale.....	9
3) Etude géotechnique .....	11
3.1) Prélèvement d'échantillon des sols au niveau des zones d'emprunts.....	11
3.2) Programme pour les analyses de laboratoire.....	11
3.3) Résultats de sondages .....	12
3.4) Analyses en laboratoire .....	12
3.4.1) Digue.....	12
3.4.1.1) Essais d'identification .....	13
3.4.1.2) Détermination des limites d'Atterberg.....	13
3.4.1.3) Essais mécaniques .....	14
3.4.1.4) Analyse chimiques .....	14
3.4.2) Zone d'emprunt.....	15
3.4.2.1) Essais d'identification .....	15
3.4.2.2) Détermination des limites d'Atterberg .....	16
3.4.2.3) Essais mécaniques.....	15
3.4.2.4) Analyse chimiques.....	17
Conclusion .....	18

## Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	19
-------------------	----

### Partie I : caractéristiques morphologiques

I) Le bassin versant.....	20
I.1) Caractéristiques générales du bassin versant .....	20
I.2) Caractéristiques physico-géographique du bassin versant.....	20
I.2.1) Caractéristiques physique du bassin versant.....	20
A. Caractéristiques géométriques .....	20
B. Caractéristiques hydro-morphologique du bassin versant.....	21
B.1) Indice de forme.....	21
B.2) Rectangle équivalent ou Rectangle de GRAVELIEUS.....	22
B.3) Caractéristiques hydrographiques.....	23
B.3.1) Le relief.....	23
B.3.1.1) Courbe hypsométrique.....	23
B.3.1.2) L'altitude moyenne.....	24
B.3.2.3) Indice de pente moyenne.....	25
B.3.2.4) Indice de pente global $I_g$ .....	25
B.3.2.5) Dénivelée spécifique $D_s$ .....	26
C. Le réseau hydrographique .....	27
C.1) Temps de concentration : .....	27
a) Formule de GIANDOTTI.....	28
b) Formule de kirpitch.....	28
c) Formule algérienne.....	28
C.2) Vitesse de ruissellement.....	28

### Partie II : hydrologie du bassin versant

I. Etude des précipitations.....	30
I.1) Analyse pluviométrique .....	30
a) Stations pluviométriques .....	30
b) répartition des précipitations .....	31
I.2) Caractéristiques climatiques: .....	31
I.2.1) Précipitations moyennes interannuelles.....	32
I.1.2) Les précipitations maximales journalières.....	32
i) choix de la loi d'ajustement.....	32
i.1) Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL.....	32
a) Paramètres du logiciel.....	32
b) résultats de l'ajustement.....	32
i.2) Loi log normal .....	34
i.3) Test d'adéquation Khi II.....	37
i.4) Choix final du model d'ajustement.....	37
ii) Caractéristiques climatologiques.....	37
ii.1) La température.....	37
ii.2) La vitesse du vent .....	39
ii.3) L'humidité relative.....	39
ii.4) L'évaporation.....	40

iii) Les pluies de courte durée .....	42
iv) Courbes IDF .....	43
II) Les apports annuels.....	45
• Relations de COUTAGNE (1948).....	46
• Relation de DERI (1977) .....	46
• Formule ANRH (1985) .....	46
II.1) Caractéristiques de l'écoulement.....	46
II.2) Récapitulatif des résultats de calcul des apports .....	47
II.3) Irrégularité des apports.....	48
• Formule d'Urgiprovodkhoz .....	48
• Formule Algérienne de N.N PADOUM.....	48
• Formule Sokolovski.....	48
III) Etude des crues.....	49
III.1) calcul de la crue.....	50
• Formule de Mallet Gauthier.....	50
• Formule d'Alexeev.....	50
• Formule de possenti.....	51
III.2) Caractéristique de la crue.....	52
III.3) Choix de la période de retour de la crue de projet.....	54
IV) Apport solide .....	56
IV.1) Relations empiriques.....	56
• Formule de TIXERONT.....	56
• Formule de GAVRILOVIC.....	57
V) La régularisation.....	58
V.1) Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes).....	59
V.2) Régularisation interannuelle (tenant compte les pertes).....	60
VI) Laminage des crues.....	63
VI.1) Le volume de la crue de projet.....	64
VI.2) La charge au-dessus du déversoir .....	64
VI.3) La méthode de kotcherine .....	65
VI.4) la méthode de Hildenblat .....	65
VII) Etude d'optimisation.....	68
VII.1) Calcul le cout de la digue.....	69
VII.2) Calcul de cout de l'évacuateur de crues .....	69
VII.2.1) Le déversoir.....	69
VII.2.2) Le coursier .....	69
VII.3) cout total .....	70
Conclusion.....	70

### **Chapitre III : Etude des variantes**

Introduction .....	70
I) Les variantes à choisir.....	71
• Barrage homogène.....	71
• Barrage à zones avec noyau central en argile.....	72
• Barrage en enrochement avec masque amont en géo-membrane.....	73
II) Dimensionnement de la digue.....	73

II.1) Calcul de la revanche.....	73
• Formule de STENVENSON etGAILLARD.....	74
• Formule de MALLET et PAQUANT.....	74
• Formule simplifiée.....	74
II.2) La hauteur du barrage .....	75
II.3) Largeur en crête.....	75
II.4) La longueur en crête .....	76
II.5) Pente des talus.....	76
II.6) La largeur de la base .....	77
III) Etude économique de chaque variante .....	77
III.1) Barrage homogène.....	77
• Recharge (argile) .....	77
• Matériaux de protection .....	77
III.2) Barrage zoné (variante B) .....	78
• Dimensionnement du noyau central.....	78
• Calcul de la largeur du noyau.....	78
• Calcul du volume de la recharge.....	79
• Matériaux de protection.....	80
III.3) Barrage en enrochement avec masque amont en géo-membrane.....	82
IV) Choix de de la variante.....	83
Conclusion .....	83

## **Chapitre IV : Etude de la variante**

Traduction .....	84
I. Conception de la digue.....	84
I.1) Dimensionnement de la digue.....	84
a) Calcul de la revanche.....	84
b) Largeur en crête.....	84
c) La longueur en crête du barrage.....	84
d) Les bermes.....	84
e) Protection des talus.....	85
II. Etude d'infiltration .....	86
a) Principe de calcul.....	86
b) Calcul du débit de fuite.....	87
b.1) digue .....	87
b.2) Fondation .....	87
C) Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage .....	88
c.1) dispositif d'étanchéité .....	88
c.2) Fondation du barrage .....	89
D) les drains .....	90
D.1) Tapis drainant .....	90

D.2) Le drain de pied .....	90
D.3) Le drain vertical .....	90
III) Calcul des filtres .....	91
a) Vérification du contact remblai, recharge (gravier) .....	91
b) Détermination de la granulométrie du filtre .....	91
c) Vérification de la condition de l'absence de phénomène de renard.....	91
d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre.....	91
IV) Etude de stabilité .....	92
VI.1) Méthode de Bishop.....	92
IV.2) Calcul des coefficients de stabilité.....	93
• Etapes de calcul avec geostudio 2007.....	93
• Chercher le centre de cercle de glissement potentiel.....	94
• Résultats de calcul.....	94
a) 1er cas sans séisme .....	94
b) 2eme cas avec séisme.....	94
Conclusion.....	99

## **Chapitre V : ouvrages annexes**

Introduction.....	100
I. Type d'évacuateur .....	100
II. Caractéristiques de l'évacuateur latéral.....	101
II.1) Canal d'approche.....	101
II.1.1) La vitesse d'approche .....	101
II.1.2) Hauteur des murs du canal d'approche.....	101
II.1.3) Longueur du canal d'approche.....	102
II.2) Déversoir .....	102
II.2.1) Conception du déversoir.....	102
II.2.2) Recommandations pour la conception .....	105
II.3) chenal d'écoulement.....	105
II.3.1) La profondeur critique .....	105
II.3.2) La pente critique.....	105
II.3.4) Calcul de mur de chenal.....	106
II.4) Calcul de convergent.....	107
II.4.1) La longueur du convergent.....	107
II.4.2) La profondeur à la fin du convergent.....	107
II.5) Coursier.....	108
II.5.1) Profondeur critique .....	108
II.5.2) La pente critique .....	108
II.5.3) calcul de la profondeur normale .....	108
II.5.4) calcul de la ligne d'eau dans le coursier .....	109
II.5.5) Les murs bajoyers.....	110
II.6) Dissipateur d'énergie.....	110
II.6.1) Dimensionnement du bassin.....	111
II.6.2) Hauteur des murs à la fin du coursier .....	111
II.7) Canal de restitution.....	111
II.7.1) Pente critique.....	112
II.7.2) La profondeur normale.....	112

II.7.3) calcul de la hauteur des murs bajoyers .....	113
III) La vidange de fond .....	113
III.1) Calcul hydraulique .....	114
IV. La prise d'eau.....	115
a) Types de prise d'eau.....	115
b) Dimensionnement de la prise d'eau.....	115
Conclusion .....	116

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

Introduction.....	117
I) Travaux préparatoires et installations de l'entreprise .....	117
I.1) Installations destinées au personnel.....	117
I.2) Installation destinées au stockage des matériaux .....	117
I.3) Installations destinées à la réparation des engins.....	117
I.4) Installation destiné pour la préfabrication.....	117
I) Les moyens de chantier.....	117
II) Succession des travaux .....	118
III.1) réalisation de la digue .....	118
III.2) réalisation de l'évacuateur de crue.....	119
IV) La planification.....	120
IV.1) définition.....	120
IV.2) Techniques de la planification.....	120
a) Méthodes basées sur le réseau.....	123
b) Réseau à nœuds.....	123
V)Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	124
Conclusion .....	125

## **Chapitre VII : sécurité du travail**

Introduction.....	126
I.1) causes des accidents de travail.....	126
I.1.1) facteurs humains .....	126
I.1.2) facteurs matériels.....	126
I.2) causes des maladies professionnelles.....	126
I.3) Conditions dangereuses dans le chantier.....	127
I.4) Actions dangereuses.....	127
I.4.1) Méthode et moyens de prévention.....	128
I.5) Calcul du débit d'air nécessaire a la ventilation du tunnel.....	128
I.5.1) Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	128
• La méthode dynamique.....	129
• Méthode d'équifriction.....	129
I.5.2) Calcul du diamètre de canalisation .....	129
Conclusion .....	129
Conclusion générale.....	129

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

<b>Tableau.I.1:</b> Programme géotechnique détaillé.....	2
<b>Tableau I.2 :</b> Caractéristique des travaux topographique .....	3
<b>Tableau I.3 :</b> différentes couches du sol .....	12
<b>Tableau I.04 :</b> la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche.....	13
<b>Tableau I.5 :</b> Les limites d'Atterberg.....	13
<b>Tableau I.06 :</b> Les résultats de l'essai à l'oedomètre.....	14
<b>Tableau.I.07 :</b> les résultats de l'essai de cisaillement.....	14
<b>Tableau I.08 :</b> les résultats de l'essai Proctor normal.....	14
<b>Tableau I.09 :</b> les résultats d'analyses chimiques.....	15
<b>Tableau.I.10 :</b> la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche .....	15
<b>Tableau.I.11 :</b> Les limites d'Atterberg.....	16
<b>Tableau.I.12:</b> les résultats de l'essai d'Odomètre.....	16
<b>Tableau.I.13 :</b> les résultats de l'essai de cisaillement.....	16
<b>Tableau.I.14 :</b> les résultats de l'essai Proctor normal.....	17
<b>Tableau.I.15 :</b> les résultats Essai de perméabilité.....	17
<b>Tableau.I.16 :</b> Les résultats d'analyses chimiques.....	17

## Chapitre II : Etude hydrologique

<b>Tableau. II. 1 :</b> Représentatif des résultats obtenus.....	23
<b>Tableau. II. 2 :</b> Les altitudes moyennes en fonction des surfaces.....	25
<b>Tableau II.3 :</b> la classification des reliefs d'après l'ORSTOM.....	26
<b>Tableau. II.4 :</b> récapitulatif des résultats de Tc obtenus par les différentes formules.....	28
<b>Tableau. II. 5 :</b> Récapitulatif des paramètres du bassin versant.....	29
<b>Tableau II.6:</b> Identification des stations climatologiques dans la wilaya de Médéa.....	30
<b>Tableau II.7:</b> Répartition des pluies mensuelles.....	31
<b>Tableau II.8 :</b> Pluies fréquentielles calculées selon un ajustement à la loi de gumbel.....	37
<b>Tableau. II.9:</b> Température minimale.....	37
<b>Tableau. II. 10 :</b> Température moyenne mensuel.....	38
<b>Tableau. II. 11 :</b> Temperature maximale.....	38
<b>Tableau. II.12 :</b> Répartition annuelle de la vitesse du vent.....	39
<b>Tableau. II.13 :</b> Pourcentage de la répartition de l'humidité relative.....	40
<b>Tableau. II.14 :</b> Répartition mensuelle de l'évaporation.....	41
<b>Tableau .II.15:</b> Pluies fréquentielles.....	42
<b>Tableau. II.16 :</b> les résultats obtenus par la formule de Body .....	44
<b>Tableau II.17 :</b> récapitulatif des résultats.....	47
<b>Tableau. II.18 :</b> récapitulatif de coefficient de variation avec différentes formules.....	48
<b>Tableau. II.19 :</b> Les apports fréquents.....	49
<b>Tableau. II.20 :</b> Répartition mensuelle des apports 80%.....	49
<b>Tableau II.21 :</b> récapitulatif des résultats de la formule Mallet-Gauthier.....	50
<b>Tableau. II.22:</b> Résultats obtenus par la méthode d'Alexeev.....	51

<b>Tableau. II.23:</b> Résultats obtenus par la méthode de Possenti.....	51
<b>Tableau. II.24:</b> récapitulatif des résultats obtenus par les différentes formules.....	51
<b>Tableau II.25 :</b> récapitulatif des résultats.....	52
<b>TableauII.26:</b> Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.....	53
<b>Tableau II.27:</b> Paramètre de la crue.....	53
<b>Tableau. II. 28 :</b> critère de choix de la crue de projet.....	55
<b>Tableau. II. 29 :</b> Choix de la crue.....	55
<b>Tableau.II.30:</b> Récapitulatif des résultats de calculs des transports solides.....	57
<b>Tableau II.32:</b> Caractéristique de la retenue Chaabat El Kheneg.....	58
<b>Tableau.II.33 :</b> La repartitions annuelle de la demande.....	58
<b>Tableau. II. 33 :</b> Régularisation saisonnière.....	59
<b>Tableau. II. 34 :</b> Régularisation interannuelle.....	60
<b>Tableau.II.35:</b> Caractéristiques topographiques de la retenue.....	62
<b>Tableau.II.36:</b> Caractéristiques de la retenue.....	63
<b>Tableau II.37 :</b> Calcul de laminage(Kotcherine).....	64
<b>Tableau. II. 38.</b> Volumes et débit déversant.....	66
<b>Tableau. II. 39 :</b> Le calcul de laminage (Hildenblat).....	67
<b>Tableau. II. 40 :</b> Récapitulatif des résultats.....	68
<b>Tableau. II. 41 :</b> Cout de la digue.....	68
<b>Tableau .II.42 :</b> cout de déversoir.....	68
<b>Tableau. II. 43 :</b> Cout de coursier.....	69
<b>Tableau. II.44 :</b> cout total.....	70

### **Chapitre III : Etude des variantes**

<b>Tableau. III.1 :</b> Résultats de calcul de la revanche.....	76
<b>Tableau III.2 :</b> Résultats de calcule de largeur de crête .....	76
<b>Tableau. III.3 :</b> Pentes des talus.....	77
<b>Tableau. III.4 :</b> Volume de recharge (Argile).....	78
<b>Tableau. III.5.</b> Volume de matériaux de protection.....	78
<b>Tableau. III.6 :</b> Résultats de calcul du volume du noyau central.....	80
<b>Tableau. III.7 :</b> Volume d'un barrage homogène en enrochement.....	80
<b>Tableau. III.7 :</b> Volume de matériaux de protection.....	81
<b>Tableau. III.9 :</b> Volume du barrage en enrochement.....	82
<b>Tableau. III.10:</b> Tableau comparatif des prix de différentes variantes.....	83

### **Chapitre IV : Etude de la variante**

<b>Tableau. IV.1 :</b> Résultats de calcul de la largeur en crête.....	84
<b>Tableau. IV.2 :</b> valeur du coefficient C.....	85
<b>Tableau. IV.3 :</b> épaisseur de l'enrochement D50 minimal des pierres.....	86

<b>Tableau. IV.4.</b> coordonnées de la parabole de Kozeny.....	87
<b>Tableau IV-05 :</b> Classification des barrages .....	88
<b>TableauV.06 :</b> Gradient admissible a travers le remblai terreux.....	89
<b>Tableau.IV.07 :</b> Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.....	89
<b>Tableau.V.08 :</b> Détermination de coefficient de sécurité.....	89
<b>Tableau. IV.9 :</b> Caractéristiques des matériaux de construction.....	93
<b>Tableau.IV.10 :</b> Coefficient de sécurité Fs.....	94
<b>Tableau. IV.11 :</b> coefficient d'accélération (source RPA 2003).....	95
<b>Tableau. IV.12 :</b> résultats de stabilité avec séisme.....	95
<b>Tableau. IV.13.</b> récapitulatif des résultats de stabilité.....	99

### **Chapitre V : ouvrages annexes**

<b>Tableau. V.1.</b> résultats de calcul de la ligne d'eau.....	109
<b>Tableau. V.2 :</b> Résumé de calcul de la hauteur des murs bajoyers.....	113

### **Chapitre VI : Organisation de chantier**

<b>Tableau VI.01 :</b> symboles des opérations.....	122
<b>Tableau VI-02 :</b> devis estimatif de la digue.....	124
<b>Tableau VI-3 :</b> devis estimatif de l'évacuateur de crue.....	124
<b>Tableau VI-4 :</b> devis estimatif de vidange de fond et prise d'eau.....	125

### **Chapitre VII : sécurité du travail**

<b>Tableau (VII-01) :</b> vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	129
--	-----

# Liste des figures

## Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

<b>Fig I.1.</b> Carte géologique de l'Algérie.....	4
<b>Fig.I.2.</b> Légende de la carte géologique de l'Algérie.....	5
<b>Fig .I.3.</b> Carte géologique la commune de moudjbeur.....	7
<b>Fig. I.4.</b> Situation de la cuvette et failles.....	8
<b>Fig. I.5.</b> Emplacement des puits.....	9
<b>Fig. I.6 :</b> La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage global des wilayas.....	10

## Chapitre II : Etude hydrologique

<b>Fig II.1 :</b> Délimitation du bassin versant de Chaabet thrid.....	21
<b>Fig. II.2 :</b> Vue en 3D du bassin versant.....	22
<b>Figure II.3 :</b> Courbe hypsométrique du bassin versant.....	24
<b>Fig.II.4 :</b> Classification de schum échelle 1/10000.....	27
<b>Fig. II.5 :</b> Diagramme représentatif des pluies mensuelles.....	31
<b>Fig. II.6 :</b> Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	33
<b>Fig. II.7 :</b> caractéristiques de la série.....	33
<b>Fig. II.8 :</b> Ajustement a loi de Gumbel (méthode des moments).....	34
<b>Fig. II.9 :</b> Les résultats de l'ajustement par la loi Log- Normal.....	35
<b>Fig. II.10 :</b> Caractéristiques de la loi de Galton.....	36
<b>Fig. II.11 :</b> Résultats graphiques de l'ajustement par la loi de Galton.....	36
<b>Fig. II.12 :</b> Répartition des températures min et max et moyenne à la station de Médéa.....	38
<b>Fig. II.13 :</b> Diagramme représentatif des vitesses moyenne du vent à la station De Médéa...	39
<b>Fig. II.14 :</b> Répartition mensuels de l'humidité relative.....	41
<b>Fig. II. 15 :</b> Répartition mensuelle de l'évaporation.....	42
<b>Fig. II.16 :</b> Pluies fréquentielle.....	43
<b>Fig. II.17 :</b> Courbe intensité-durée-fréquence.....	45
<b>Fig. II.18 :</b> Représentation graphique de la répartition mensuelle des apports 80%.....	49
<b>Fig. II.19 :</b> Hydrogramme de crues de différentes périodes de retour.....	55
<b>Fig. II.20 :</b> courbe hauteur volume.....	61
<b>Fig. II.21 :</b> courbe hauteur surface.....	65
<b>Figure 22 :</b> Laminage de la crue (KOTCHERINE).....	65
<b>Fig.II.23 :</b> Courbe des débits déversants.....	66
<b>Fig. II.24 :</b> Hydrogramme de débit entrant et sortant.....	68
<b>Fig. II.25 :</b> variation des différents couts en fonction de la largeur de déversoir.....	70

### **Chapitre III : Etude des variantes**

<b>Fig. III.1</b> : Barrage homogène.....	73
<b>Fig. III.2</b> : Barrage zone.....	73
<b>Fig. III.3</b> : Profil d'une digue.....	74
<b>Fig. III.4</b> : coupe transversale de variante A.....	79
<b>fig. III.5</b> : coupe transversale de la variante B.....	82

### **Chapitre IV : Etude de la variante**

<b>Figure IV.1</b> : Tracé de la parabole de KOZENY.....	87
<b>Fig. IV.2</b> : interface de logiciel geostudio.....	93
<b>Figur.IV.3.</b> Fin de construction amont (sans séisme).....	95
<b>Fig. IV.4</b> : Fin de construction aval (sans séisme).....	96
<b>Fig. IV.5</b> : Fonctionnement normal aval (sans séisme).....	96
<b>Fig. IV.6</b> : Vidange rapide amont (sans séisme).....	97
<b>Fig. IV.7</b> : Vidange rapide amont (avec séisme).....	97
<b>Fig. IV.8</b> : Fonctionnement normal aval (avec séisme).....	98
<b>Fig. IV.9</b> : Fin de construction amont (avec séisme).....	98
<b>Fig. IV.10</b> : Fin de construction aval (avec séisme).....	99

### **Chapitre V : ouvrages annexes**

<b>Fig. V.1</b> : déversoir en fonctionnement de Shadow Mountain sur le Colorado River.....	100
<b>Fig.V.2:</b> Les paramètres du profil d'un déversoir.....	102
<b>Fig.V.3:</b> Tracé du profil du seuil déversant.....	103
<b>Fig.V.4</b> : Longueur du ressaut en terme de $y_2$ (adapté de Peterka, 1964).....	104
<b>Fig.V.5</b> : La ligne d'eau (Canal 21).....	110

### **Chapitre VI : Organisation de chantier**

<b>Fig.VI.I</b> : Reseau a noeuds.....	123
<b>Fig VI.2</b> : Diagramme de gant.....	123

# Liste des planches

Planche N01 : Plan d'aménagement.

Planche N02 : Profil à travers l'axe de la digue.

Planche N03 : Profil à travers la digue coupe D-D, Coupe E-E.

Planche N04 : Coupe type de la digue.

Planche N05 : Coupe à travers la digue coupe A-A, Coupe B-B.

Planche N06 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

# Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour que l'agriculture évolue, il faut qu'il y ait de l'eau en quantité suffisante surtout le cas de l'Algérie où les modes d'irrigation sont traditionnelles qui consomment beaucoup d'eau ainsi que le développement industriel de notre pays, et d'une part l'homme ne peut pas vivre sans eau.

C'est dans ce cadre que le secteur de l'hydraulique s'est vu accorder une attention particulière de la part des instances politiques du pays, et un plan ambitieux de développement des infrastructures hydrauliques a été élaboré. Pour cela, la wilaya de Médéa a bénéficié des projets de réalisation des retenues collinaires, parmi lesquels la retenue collinaire de Chaabet thrid destinée à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation des terres agricoles de la région.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue de calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacra un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi qu'une étude détaillée de la conception, l'infiltration et de stabilité des talus.

En terminant, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, les ouvrages de vidanges et prise d'eau.

Deux autres chapitres l'un sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction de l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux, et l'autre sur la sécurité au travail interprétera les préventions à prendre au chantier pour éviter les accidents du travail.

# Chapitre I

Etude topographique, géologique et géotechnique

## INTRODUCTION

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site de la digue nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ses caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

Dans ce qui suit seront présentées les principales données de base qui sont sur le plan géologique et qui sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'aire d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée. Ensuite, seront présentées de manière sommaire, la configuration géomorphologique générale du site de même que l'identification provisoire des structures lithostratigraphiques en travers de la vallée réceptrice de l'ouvrage et dans la retenue.

### **Généralités sur les barrages :**

Le barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau. Il est destiné à réguler le débit du cours d'eau et à stocker l'eau pour différents usages tels que :

Le contrôle de crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, pisciculture, réserve d'eau potable.....etc.

Le présent rapport concerne l'étude géologique, topographique et géotechnique avec le contenu suivant :

- 1) Reconnaissances in situ.
- 2) Recueil et analyse des données cartographiques.
- 3) Programme des essais et travaux géotechniques.
- 4) Elaboration et rédaction du rapport géotechnique.

Plusieurs visites sur site ont été effectuées, les lieux des sondages et des puits ont été matérialisés.

Les essais géotechniques ont été confiés à la Société d'études techniques et d'architecture de Médéa (département d'étude de sol et matériaux).

Un programme géotechnique a été proposé et arrêté comme suit :

- 03 sondages carottés au niveau de l'axe de la digue. Les profondeurs des sondages sont de l'ordre de 6 mètres.
- Un essai Lugeon de perméabilité in situ.
- 03 puits de reconnaissance au niveau des zones d'emprunt.

Le programme détaillé est le suivant :

**Tableau.I.1:** Programme géotechnique détaillé.

Designation	Nombre
Sondages carottés : Carottage sans élément siliceux de 6 m de profondeur	02
essai pénétromètre dynamique	2
Essai Lugeon de perméabilité in situ	1
Essai Proctor	3
Essais de Cisaillement rectiligne (CU)	3
Granulométrie + Sédimentométrie	3
Mesure de la teneur en eau	3
Mesure du degré de saturation	3
Densité humide	3
Densité sèche	3
Densité des grains	3
Granulométrie	3
limites d'Atterberg (IP WL WP)	3
Puits de reconnaissance	3

On avait rajouté au programme ci-dessus, les analyses chimiques suivantes :

- a) Sulfates ( $SO_4^-$ ).
- b) PH.
- c) Carbonates( $CaCO_3$ )
- d) Matière organique.

Les plans suivants sont annexés à ce rapport :

- 1) Plan d'implantation des sondages et puits sur fond topographique à l'échelle 1/1000 ème.
- 2) Un levé géologique du site de la retenue

## 1) Etude Topographique

Le but principal d'une étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avant projets (plans, cartes et profils, documents). Ils permettront en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux la retenue et les ouvrages annexes.

### 1.1) Situation géographique du site:

Le site de la retenue de Châabet Thrid est situé dans la commune de Moudjeber, Daira de Seghouane, Wilaya de Médéa.

Le site est accessible à partir de de la RN1 depuis la ville de Berrouaghia en allant vers Ksar El Boukhari et juste avant d'arriver au village de Moudjbeur, on emprunte une piste à droite sur environ 1km.

La cuvette a été levée au 1/1000 è, avec une densité de points beaucoup plus fournis au site du verrou (1/500 è). Les principales caractéristiques des travaux topographiques de terrain sont au tableau suivant :

**Tableau I.2 : Résultats topographiques**

Paramètres	Valeur	Unité
X	484,456	M
Y	3 980,700	M
Z	619,7	M
Cote minimale	617,51	M
Cote maximale	673,22	M
Dénivelée	55,71	M
Nombre de points	3 148	U
Superficie levee	16,24	Ha
Densité des points	194	Points/ha

Le traitement des informations topographiques permet d'obtenir :

- la projection des points observés sur le terrain.
- le traitement en courbes de niveau.
- Le plan topographique est présenté à l'échelle du 1/1000 pour la cuvette est au 1/500 au droit du verrou.

A partir de ce plan, les capacités et surfaces sont calculées pour des équidistances de 0,25 m entre les cotes 619.69 m à 673,00 m. Ces résultats permettent d'établir les barèmes des courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces, nécessaires aux calculs de régularisation et au bon dimensionnement des différents ouvrages et aménagements.

## 2) Etude géologique

L'étude géologique, a pour but d'étudier la constitution actuelle du sol, afin d'étudier La faisabilité du barrage dans la région.

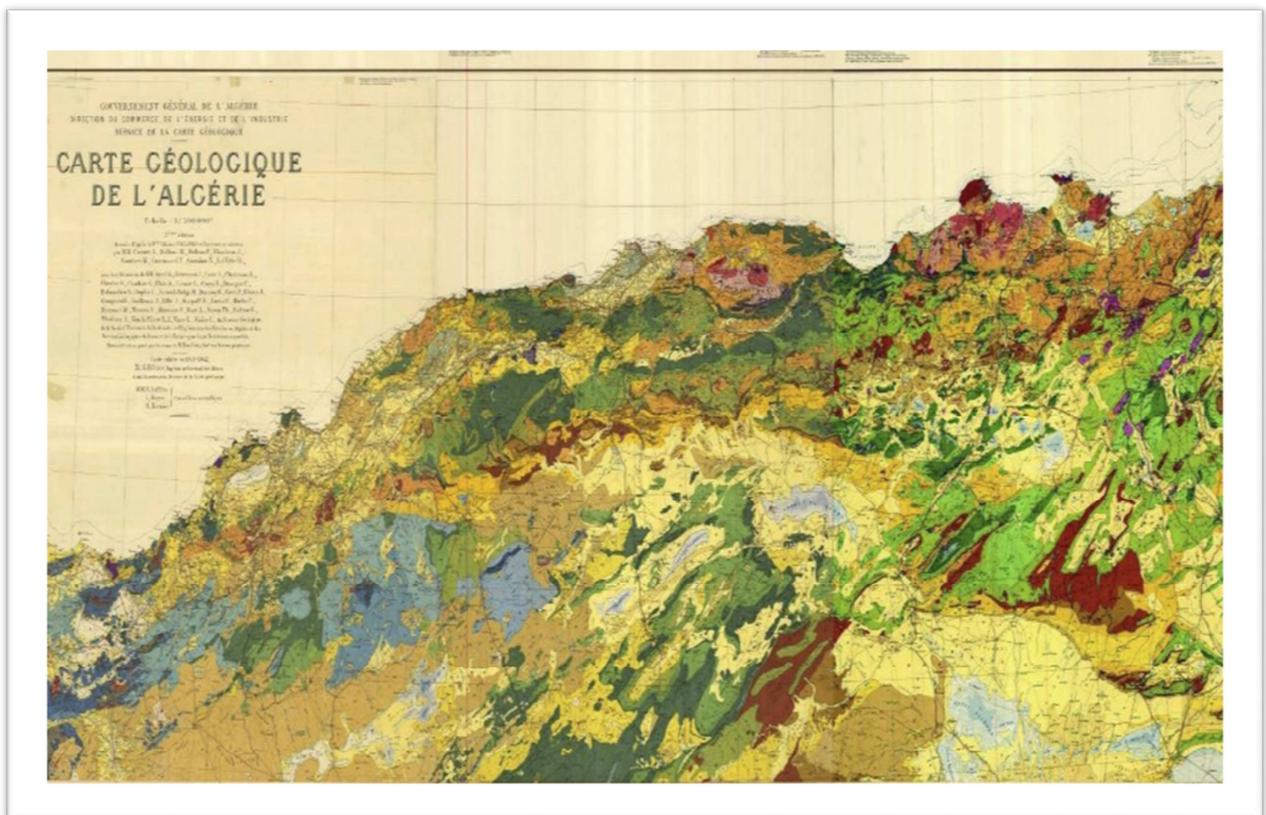
Sur la base d'une reconnaissance de terrain, une représentation cartographique de l'aire de la retenue collinaire a été tentée en utilisant comme support :

A) Carte géologique à 1/50 000 la commune de moudjbeur.

B) Situation de la cuvette et failles.

C) Emplacement des puits.

E) Carte de situation des matériaux de construction à proximité du site de la retenue.



**Fig I.1.** Carte géologique de l'Algérie (ANBT)



Fig.I.2.Légende de la carte géologique de l’Algérie (ANBT)

2.1) Situation géographique de la wilaya de Médéa :

La wilaya de Médéa s’étend sur une superficie de 8866 km<sup>2</sup>, située dans le centre du pays au cœur de l’Atlas tellien, elle consiste une zone de transit et Un trait d’union entre le Tell et le Sahara et entre plateaux de l’Est et ceux de l’Ouest. Elle est délimitée:

- a) au nord, par la wilaya de Blida .
- b) l’ouest, par les wilayas de Ain Defla et Tissemsilt.
- c) au sud, par la wilaya de Djelfa .
- d) à l’est, par les wilayas de Msila et Bouira.

2.2) Choix du site du barrage :

L’implantation du barrage doit être choisie de telle sorte qu’il soit proche des lieux où l’eau sera utilisée.

Le positionnement final du site sera le résultat d’un compromis entre les nombreuses contraintes suivantes :

- 2.3.1) Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.
- 2.3.2) Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue.
- 2.3.3) Un resserrement de la gorge reliant les deux rives, ou bien une vallée étroite.
- 2.3.4) Choisir l'emplacement rapproché facilitant l'accès facile au site qui est convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

### **2.3) Géomorphologie du site**

La zone d'étude est liée au système montagneux de l'Atlas tellien. Le territoire se caractérise par un relief montagneux moyen avec des vallées entaillées. La structure tectonique joue un rôle prépondérant dans la morphologie de cette région. A l'allochtone correspondent des sommets élevés mais au relief assez mou et d'aspect anarchique. Par contre à l'autochtone crétacé correspond des reliefs orientés E-W.

### **2.4) Aperçu géologique :**

#### **2.4.1) Contexte général :**

La région appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas Tellien et à l'extrémité Nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé marno-gréseux sont très développées au nord de la localité de Moudjebour, par contre les dépôts du Cénozoïque sont plus présents dans la partie sud par des placages miocènes. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

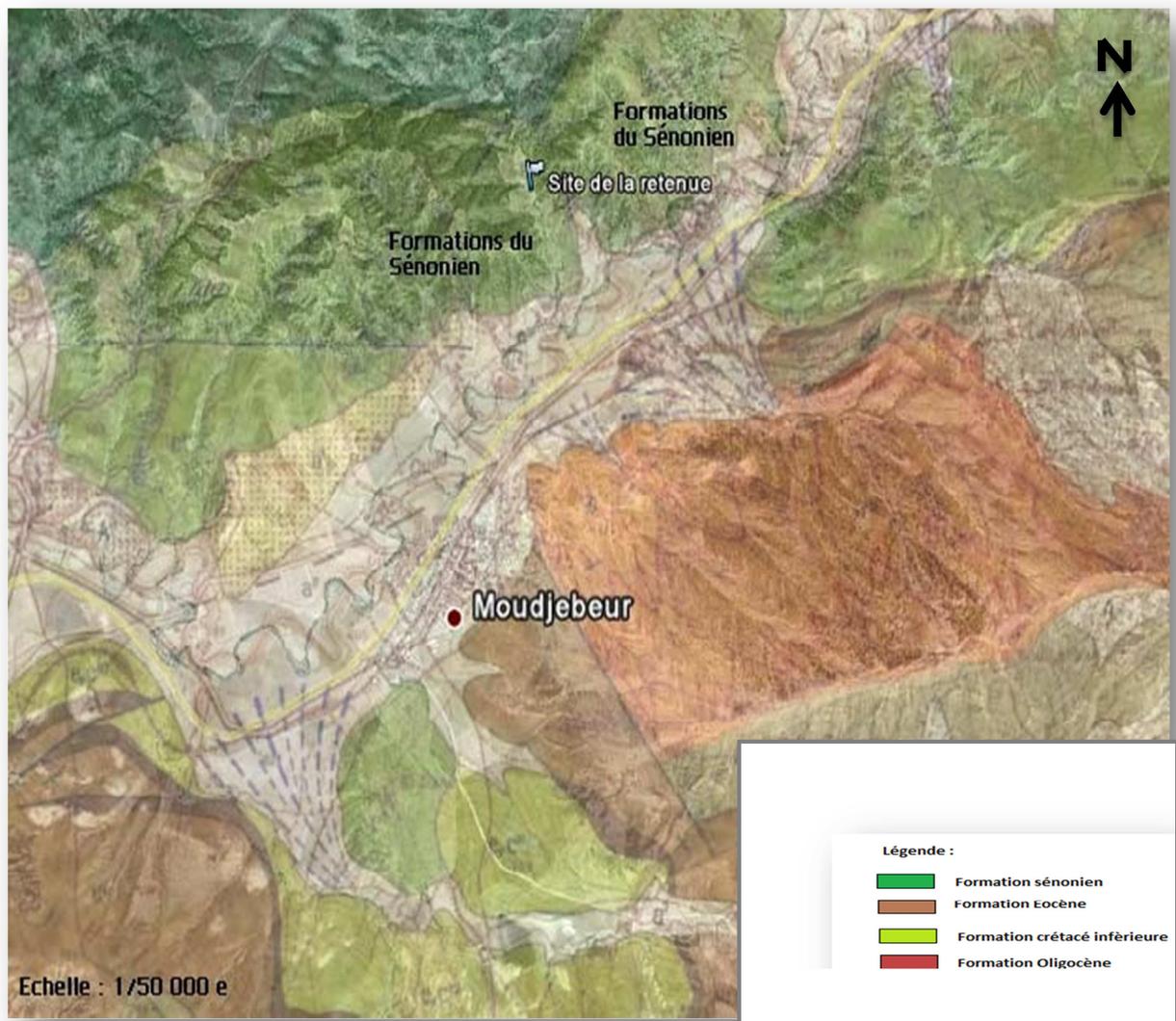


Fig .I.3.Carte géologique la région du site (ANBT)

#### 2.4.2) Stratigraphie

- A) Eboulis de pentes : principalement développés au pied des escarpements et au bas des talus.
- B) Cônes de déjection anciens : se rencontrent à l'Est de la localité de Moudjebeur.
- C) Alluvions actuelles : occupent le fond des vallées sur creusées, inondables en période de crue des oued (Oued El Serhouane).

- D) Alluvions récentes des vallées : basse terrasse de 10 à 20 m au-dessus du lit actuel. Alluvions, cailloutis et Limons.
- E) Alluvions anciennes des vallées : haute terrasse à l'état de lambeaux dispersés, formés par des galets d'origine variée.
- F) Burdigalien : il affleure à l'Ouest de la zone d'étude, il est composé de deux faciès, l'un marneux l'autre gréseux à conglomératique.
- G) Oligocène : se présente sous deux faciès gréseux ou marneux aux alentours de Moudjebeur.
- H) Eocène : composé de marnes brunes, bancs de grès, conglomérats et gypse.
- I) Crétacé : marnes grises du Sénonien, calcaires du Turonien et marno-calcaire du Cénomaniens.
- J) Trias : marnes rouges, violacées emballant des dolomies et du gypse.

### 2.4.3) Tectonique

L'élément caractéristique de cette région où les séries allant du Crétacé au Miocène sont découpées par des accidents chevauchants, orientés sensiblement Est-Ouest, déterminant un style en écaillés hachés par de nombreux décrochements transverses en majeure partie orientés Sud-Ouest - Nord-Est. L'ensemble est probablement décollé au niveau du Crétacé supérieur.

### 2.5) Géologie du site et de la cuvette

L'axe de la digue ainsi que la cuvette sont dominés par des terrains du Crétacé Supérieur, à savoir le Sénonien.



Fig. I.4. Situation de la cuvette et failles (Google earth)

C'est une épaisse série de marnes grises contenant des minces bancs de calcaire gris à blanchâtres. A leur base on rencontre de petits bancs de grès fins.

Le sommet de la série se termine par de nombreux bancs de calcaire crayeux jaunâtre. Du point de vue structural le Sénonien représente le substrat autochtone par rapport aux unités allochtones de l'Oligocène et de l'Eocène.

**Fig. I.5.** Emplacement des puits (Google earth)



La coupe géologique dans l'axe de la digue ainsi que la cuvette montrent une continuité dans les formations du Sénonien. Un réseau d'accidents tectoniques est présent au nord de la cuvette. elle est représenté à l'annexe N°1.

### **2.6) Matériaux de construction :**

Il existe de nombreux indices de matériaux de construction à proximité du site de La retenue, ils sont représentés sur la carte à l'annexe N°1.

## 2.7) Séismicité régionale

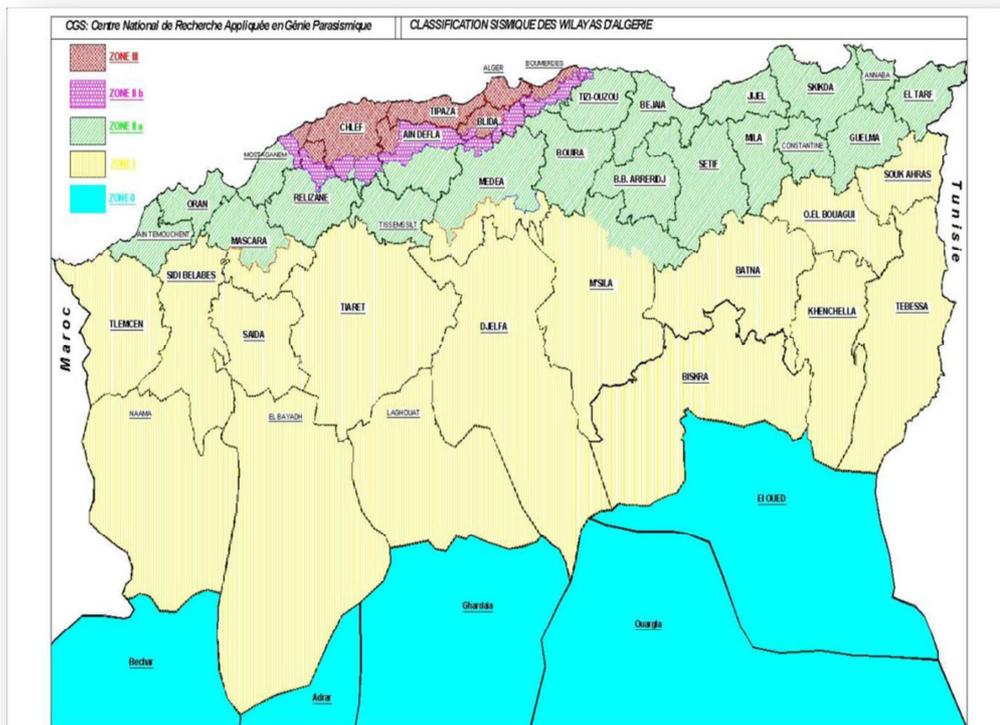
Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité pour chaque wilaya comme suit:

- La zone 0 : sismicité négligeable
- La zone I : sismicité faible
- La zone IIA et IIB : sismicité moyenne.
- La zone III : sismicité élevée

**Tableau. I.2** : coefficient d'accélération (source RPA 2003)

groupe	Zone			
	I	Ia	Ib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

La région du site de la retenue est comprise dans la zone IIA selon la carte de Séismicité d'Algérie suivante :



**Fig. I.6** : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage global des wilayas.

### 3) Etude géotechnique :

Les sondages de reconnaissances au niveau de la digue et de l'évacuateur de crue nécessitent une densité d'implantation optimale (2 à 3 sondages par axe) pour appréhender correctement les caractéristiques géotechniques de leurs sous-sols.

Description et localisation des sites sur des cartes géologiques existante au 1/50000.

- 1) Acquisition des informations sur la nature géologique.
- 2) Prélèvements d'échantillons de sols au niveau de la zone principale d'emprunt pour les besoins des essais de laboratoire.
- 3) Essais de laboratoire.
- 4) Interprétation.

#### 3.1) Prélèvement d'échantillon des sols au niveau des zones d'emprunts :

La reconnaissance des matériaux d'emprunt pour la construction de la digue est importante, l'équipe de géologue prospecte les environs immédiats du site afin de rechercher des zones d'emprunt et prélever les matériaux potentiellement utilisables.

Un échantillon de 3 à 5 kg est prélevé et conservé dans un sac pour son transport et dépôt au laboratoire.

#### 3.2) Programme pour les analyses de laboratoire

Le programme des essais de laboratoire est établi pour les besoins du dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes. Il comprend:

- a) Les essais d'identification physiques: (Teneur en eau –  $w$ ; densité -  $\gamma$ , degré de saturation -  $S_r$ , L'analyse Granulométrique).
- b) Les essais mécaniques: permettant la détermination des caractéristiques mécaniques du sol sont:
  - b.1) l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande (non consolidé non drainé) permet la détermination des caractéristiques intrinsèques ( $C_u$ ,  $\phi_u$ ).
  - b.2) Odomètre : destiné à l'étude de consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale.
  - b.3) Essai Proctor normal.

## 3.3) Résultats de sondages :

**Tableau I.3 : différentes couches du sol**

Sondages	Les couches	Digue
S1 rive gauche	0.00m----0.60m	Terre végétale
	0.60m----4.00m	Argiles jaunâtres faiblement sableuses.
	4.00m----6.00m	Argiles marneuses de couleur grisâtre.
S2 Rive droite	0.00m-----2.50m	marnes alluvionnaires grisâtres jaunâtres.
	2.50m----6.00m	marnes compactés grisâtre
S3 axe d'oued	0.00m----0.50m	Terre végétale.
	0.50m----3.50m	argiles faiblement sableuses jaunâtres.
	3.50m----6.00m :	argiles marneuses de couleur grisâtre.

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Sondage	Les couches	Zone d'emprunt
S4	0.00m----0.4m	terre végétale.
	0.40-----4.50m	argiles faiblement sableuses jaunâtres.
	4.50m----6.00m	marnes compactés grisâtre.
S5	0.00m----0.4m	terre végétale.
	0.40-----4.00m	argiles faiblement sableuses jaunâtres.
	4.00m----6.00m	Argiles marneuses de couleur grisâtre.
S6	0.00m----0.60m	Terre végétale.
	0.60m---4.60m	argiles faiblement sableuses jaunâtres.
	4.60m---6.00m	Argiles marneuses de couleur grisâtre.
S7	0.00m----0.40m	Terre végétale.
	0.40m---4.80m	argiles faiblement sableuses jaunâtres.
	4.80m---6.00m	Argiles marneuses de couleur grisâtre.

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

## 3.4) Analyses en laboratoire :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

### 3.4.1) Digue :

#### 3.4.1.1) Essais d'identification : Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche :

**Tableau I.04** : la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche

Sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Teneur en eau( W%)	Densité humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	Densité sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )
S1	E1	1.50	12.12	1.85	1.65
S1	E2	3.00	12.85	1.85	1.63
S1	E3	4.50	12.85	1.86	1.64
S1	E4	6.00	13.11	1.88	1.66
S2	E1	1.50	12.81	1.88	1.66
S2	E2	3.00	12.11	1.86	1.65
S2	E3	4.50	13.12	1.81	1.60
S2	E4	6.00	13.22	1.85	1.63
S3	E1	1.50	12.11	1.80	1.60
S3	E2	3.00	12.20	1.88	1.67
S3	E3	4.50	13.35	1.90	1.67
S3	E4	6.00	14.15	1.95	1.70

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Les résultats obtenus indiquent un sol de faible humidité et de moyenne compacité.

#### 3.4.1.2) Détermination des limites d'Atterberg :

**Tableau I.05** : Les limites d'Atterberg

sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Limite de liquidité(WL%)	Limite de plasticité Wp%	Indice de plasticité(Ip)
S1	E2	3.00	45	24	21
S2	E2	3.00	51	28	25
S3	E2	3.00	53	27	26

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Il s'agit d'un sol peu plastique. (d'après l'abaque de casagrande).

## 3.4.1.3) Essais mécaniques

### a) Oedomètre :

L'essai oedomètre est destiné à l'étude de consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

**Tableau I.06** : Les résultats de l'essai à l'oedomètre.

Sondage	Echantillon	Profondeur (m)	Pression de consolidation $P_c$ (bar)	Coefficient de compressibilité ( $C_c$ )	Coefficient de gonflement ( $C_g$ )
S1	E2	3.00	0.343	0.143	0.023
S2	E2	3.00	0.614	1.71	0.030
S3	E2	3.00	0.424	0.131	0.023

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant.

### c) Cisaillement :

**Tableau.I.07** : les résultats de l'essai de cisaillement.

Sondage	Echantillon	Profondeur (m)	Cohésion non drainée $C_u$	Angle de frottement $\phi_u$ (°)
S1	E2	3.00	0.855	22
S2	E2	3.00	0.737	18
S3	E2	3.00	0.796	20

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Il s'agit d'un sol de moyenne cohésion.

### c) Essai Proctor normal :

**Tableau I.08** : les résultats de l'essai Proctor normal.

sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Densité sèche maximale (t/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau optimale(%)
S1	E4	6.00	1.76	18
S2	E4	6.00	1.77	16.6

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Les résultats obtenus indiquent un sol bien compacté.

## 3.4.1.4) Analyse chimiques :

**Tableau I.09** : les résultats d'analyses chimiques

Sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Ph%	Sulfates so4 %	Carbonates caco3 %
S1	E1	1.50	8.05	0	12
S1	E2	3.00	8.04	0	12
S1	E3	4.50	8.10	0	28
S1	E4	6.00	8.12	0	30
S2	E1	1.50	8.08	0	10
S2	E2	3.00	8.10	0	12
S2	E3	4.50	8.10	0	28
S2	E4	6.00	8.12	0	29
S3	E1	1.50	8.10	0	14
S3	E2	3.00	8.10	0	12
S3	E3	4.50	8.11	0	28
S3	E4	6.00	8.15	0	30

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Interprétation :

- Le ph est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- le taux de carbonates est faible à moyen.

## 3.4.2) Zone d'emprunt :

### 3.4.2.1) Essais d'identification :

Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche :

**Tableau.I.10** : la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche

Sondages	Echantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau w%	Densité humide (t/m3)	Densité sèche (t/m3)
S4	E1	1.50	11.85	1.79	1.60
S4	E2	3.00	12.26	1.80	1.60
S4	E3	4.50	13.22	1.86	1.64
S4	E4	6.00	14.05	1.90	1.66
S5	E1	1.50	12.10	1.81	1.61
S5	E2	3.00	13.11	1.82	1.60
S5	E3	4.50	13.16	1.85	1.63
S5	E4	6.00	13.16	1.88	1.66
S6	E1	1.50	11.85	1.82	1.62
S6	E2	3.00	12.25	1.82	1.62

S6	E3	4.50	13.21	1.86	1.64
S6	E4	6.00	14.10	1.86	1.63
S7	E1	1.50	12.13	1.85	1.64
S7	E2	3.00	12.32	1.84	1.63
S7	E3	4.50	13.18	1.84	1.62
S7	E4	6.00	14.12	1.90	1.66

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Les résultats obtenus indiquent un sol de faible humidité et de moyenne compacité.

### 3.4.2.2) Détermination des limites d'Atterberg :

**Tableau.I.11 : Les limites d'Atterberg**

Sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Limite de liquidité(WL%)	Limite de plasticité Wp%	Indice de plasticité (Ip)
S4	E2	3.00	44	22	22
S5	E2	3.00	47	25	22
S6	E2	3.00	54	26	28
S7	E2	3.00	46	25	21

(Source: Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

il s'agit d'un sol peu plastique. (d'après l'abaque de casagrande).

### 3.4.2.3) Essais mécaniques :

#### a) Oedomètre :

L'essai oedomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale. Il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

**Tableau.I.12:** les résultats de l'essai d'Odomètre.

Sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Pression de consolidation (pc)(bars)	Coefficient de compressibilité ( Cc)	Coefficient de gonflement (Cg)
S4	E2	3.00	1.544	0.141	0.027
S5	E2	3.00	1.474	0.161	0.032
S6	E2	3.00	0.424	0.151	0.037
S7	E2	3.00	1.773	0.165	0.026

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant.

## b) Cisaillement :

**Tableau.I.13** : les résultats de l'essai de cisaillement.

Sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Cohésion(c) (bar)	Angle de frottement( $\phi$ ) (°)
S4	E2	3.00	0.723	21
S6	E2	3.00	0.68	19

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)  
Il s'agit d'un sol de moyenne cohésion.

## c) Essai Proctor normal :

**Tableau.I.14** : les résultats de l'essai Proctor normal.

Sondage	Echantillon	Profondeur(m)	Densité optimale (KN/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau optimale (%)
S4	E2	3.00	1.82	17.6
S5	E2	3.00	1.86	16.6

(Source : Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux)

La densité optimale varie de 1.82 g/cm<sup>3</sup> à 1.86g/cm<sup>3</sup> correspondant aux teneurs en eau optimale 16.6% et 17.6%, indiquant ainsi un sol de bon compactage.

## d) Essais de perméabilité :

**Tableau.I.15** : les résultats Essai de perméabilité

Sondages	Echantillon	Prof(m)	Coefficient de perméabilité K (cm/s)
S4	E2	3.00	$2.9 \cdot 10^{-8}$
S5	E2	3.00	$3 \cdot 10^{-8}$
S6	E2	3.00	$2.9 \cdot 10^{-8}$
S7	E2	3.00	$3.2 \cdot 10^{-8}$

(Source: Société d'étude et d'architecture de Médéa département d'étude de sol et matériaux).  
Il s'agit d'un sol imperméable.

### 3.4.2.4) Analyse chimiques :

**Tableau.I.16** : Les résultats d'analyses chimiques.

Sondage	Echantillon	Profondeur(m)	PH	Sulfates (SO <sub>4</sub> )%	Carbonates (CaCo <sub>3</sub> )%
S4	E1	1.50	7.95	0	12
S4	E2	3.00	8.05	0	16
S4	E3	4.50	8.10	0	24
S4	E4	6.00	8.12	0	28
S5	E1	1.50	8.02	0	10
S5	E2	3.00	8.10	0	16

S5	E3	4.50	8.12	0	26
S5	E4	6.00	8.15	0	30
S6	E1	1.50	8.10	0	10
S6	E2	3.00	8.10	0	16
S6	E3	4.50	8.12	0	27
S6	E4	6.00	8.14	0	28

L'interprétation :

- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est faible à moyen.

### Conclusion:

1) Localisation du site nous rapporte que:

- L'accès au site pour l'exécution des travaux est favorisé par la proximité des routes.

2) tude géologique nous rapporte que:

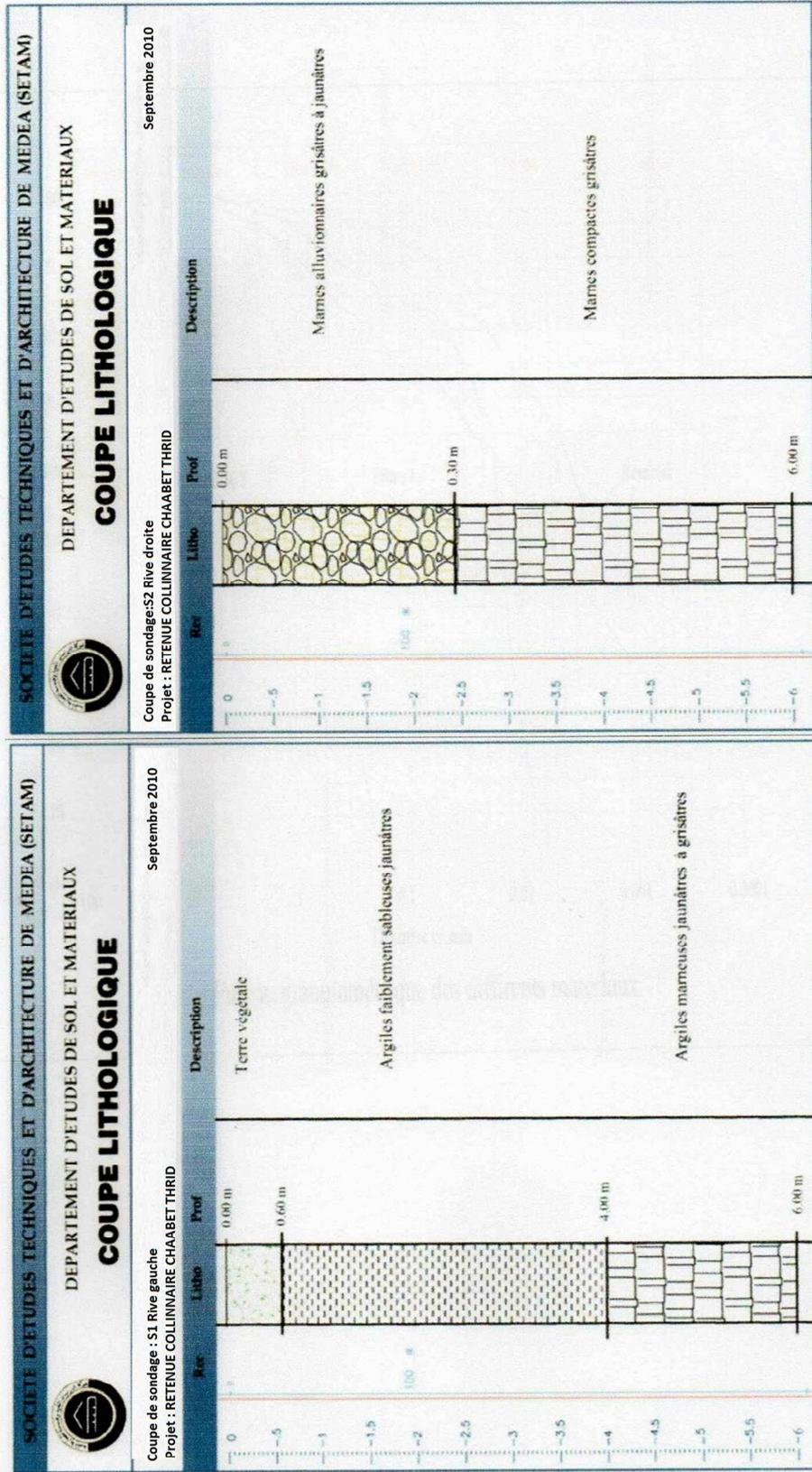
- Il existe de nombreux indices de matériaux de construction à proximité du site de la retenue.
- La cuvette ne présente aucun problème d'étanchéité.
- La retenue se trouvant dans une zone sismique, il faut donc vérifier la stabilité du barrage en cas de séisme.
- Les conditions morphologiques et géologiques du site sur l'oued de Chaabet Thrid sont favorables à L'exécution d'une retenue collinaire.

3) L'étude géotechnique nous rapporte que :

- a) Digue : l'étude géotechnique nous permettent d'attribuer a la partie digue une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse jaunâtre surmontant des argiles marneuses jaunâtres a grisâtres a des marnes compactes grisâtres.  
Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de moyenne cohésion.
- b) Zone d'emprunt : L'étude géotechnique nous permettent d'attribuer a la zone d'emprunt une couche de nature argileuse faiblement sableuse jaunâtres surmontant des argiles marneuses jaunâtres a grisâtres.  
Le sol est de faible humidité, de faible a moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant, de moyenne cohésion et imperméable et constitue un bon matériau pour la digue après compactage.

# Annexe N01

Annexe A.1: les Coupes lithologique pour les déferent sondages de la zone d'emprunte ( S1.....S8).





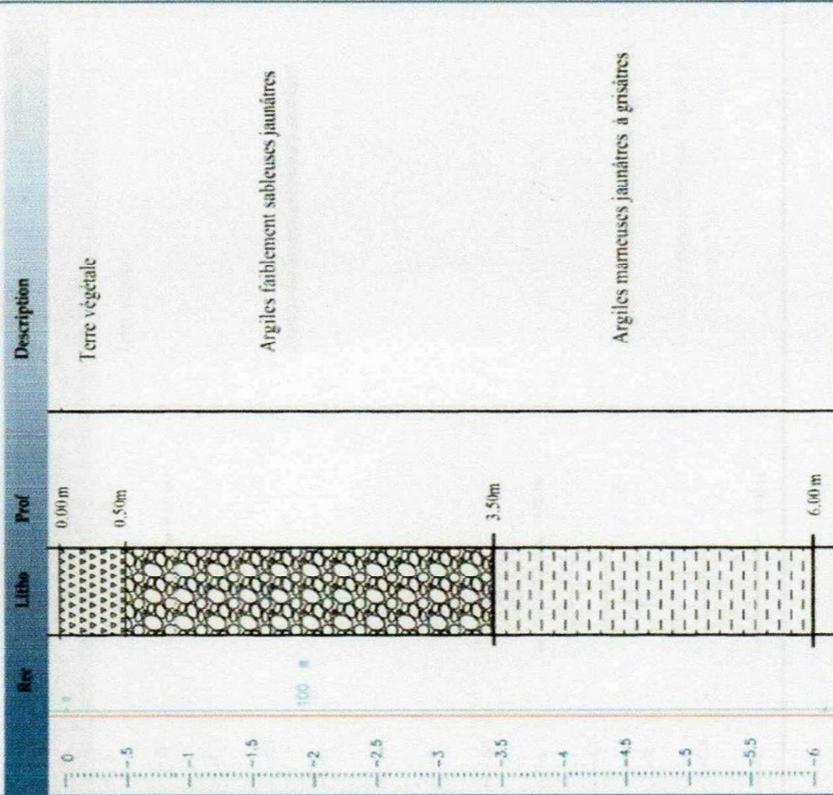


DEPARTEMENT D'ÉTUDES DE SOL ET MATÉRIAUX

### COUPE LITHOLOGIQUE

coupe de sondage :S3 axe d'oued.  
 Projet : RETENUE COLLINAIRE CHABBETHRID

Septembre 2010

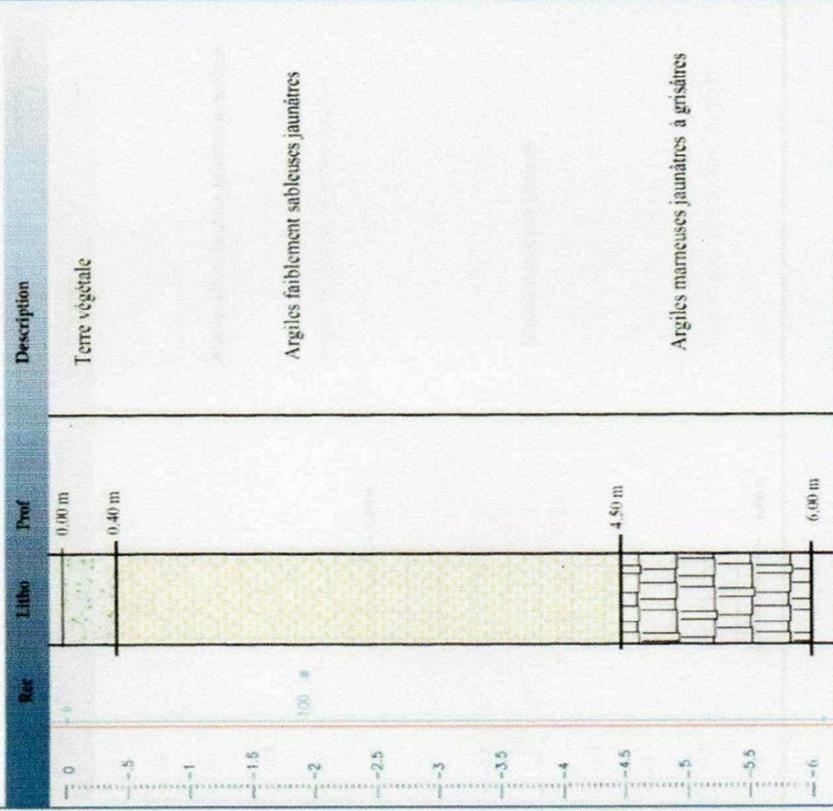


DEPARTEMENT D'ÉTUDES DE SOL ET MATÉRIAUX

### COUPE LITHOLOGIQUE

coupe de sondage :S4 Zone d'emprunt.  
 projet : RETENUE COLLINAIRE CHAABET THRID.

Septembre 2010

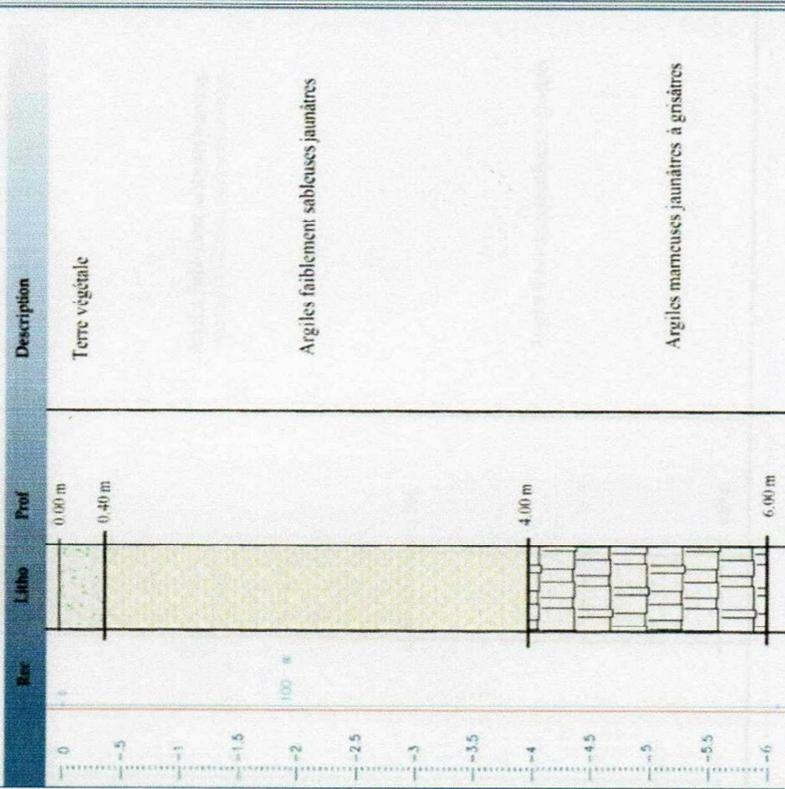




**COUPE LITHOLOGIQUE**



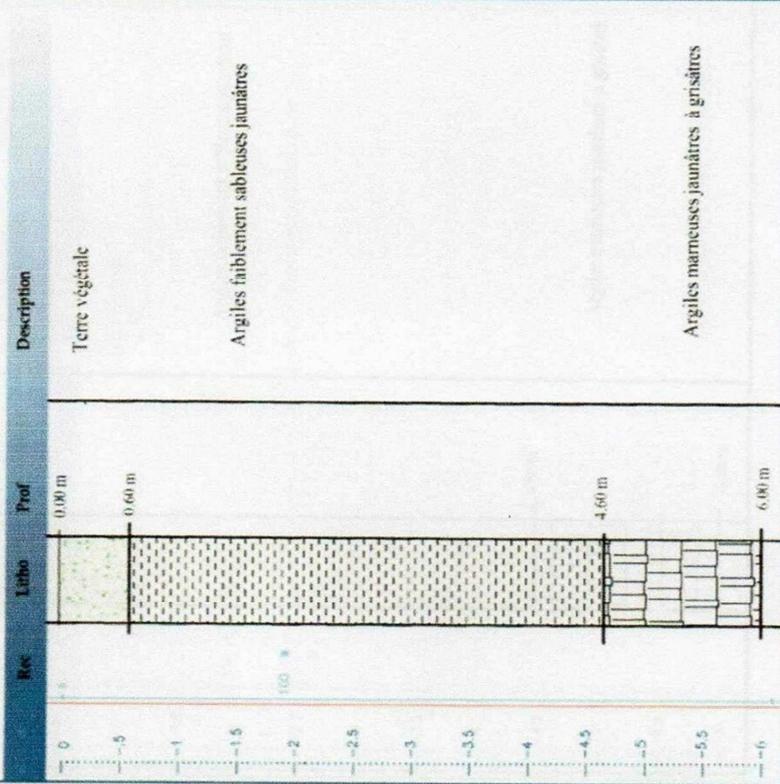
Coupe de sondage : S5 Zone d'emprunt  
 Projet : RETENUE COLLINAIRE CHAABET THRID  
 septembre 2010



**COUPE LITHOLOGIQUE**



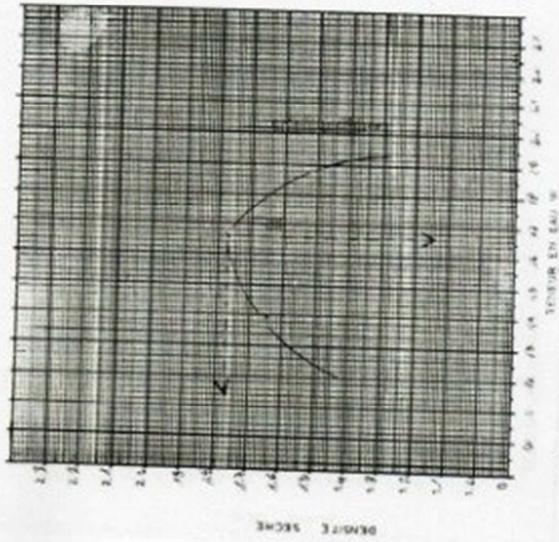
Coupe de sondage : S6 Zone d'emprunt  
 Projet : RETENUE COLLINAIRE CHAABET THRID  
 Septembre 2010



SOCIÉTÉ GÉNÉRAL DES TRAVAUX ET D'ARCHITECTURE DE MÉDIA  
DÉPARTEMENT D'ÉTUDE DE SOL ET MATÉRIAU

ESSAI PROCTOR

DATE D'ESSAI : 15/8/10 N° D'ÉCHANTILLON : 1 PUIS ZONE 3 R/D  
LIEU DE PRÉLEVEMENT : CHAABET THRID. DATE DE PRÉLEVEMENT : 1/8/10  
Profondeur : 5.00m

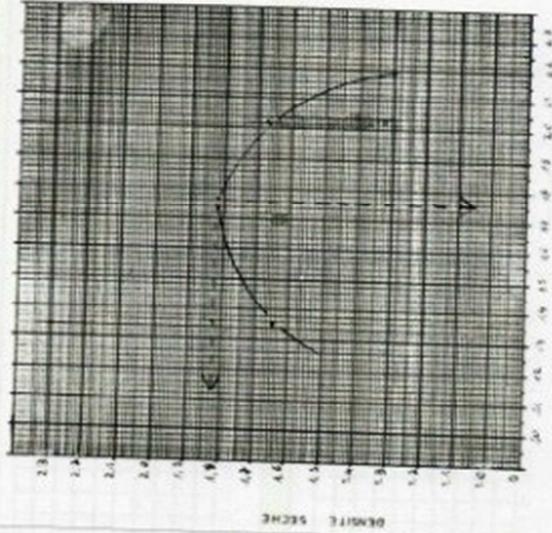


TENEUR EN EAU OPTIMALE : 18.2%  
DENSITÉ SÈCHE OPTIMALE : 1.95 g/cm<sup>3</sup>

SOCIÉTÉ GÉNÉRAL DES TRAVAUX ET D'ARCHITECTURE DE MÉDIA  
DÉPARTEMENT D'ÉTUDE DE SOL ET MATÉRIAU

ESSAI PROCTOR

DATE D'ESSAI : 15/8/10 N° D'ÉCHANTILLON : 1 PUIS ZONE 4 R/D  
LIEU DE PRÉLEVEMENT : CHAABET THRID. DATE DE PRÉLEVEMENT : 1/8/10  
Profondeur : 3.00m

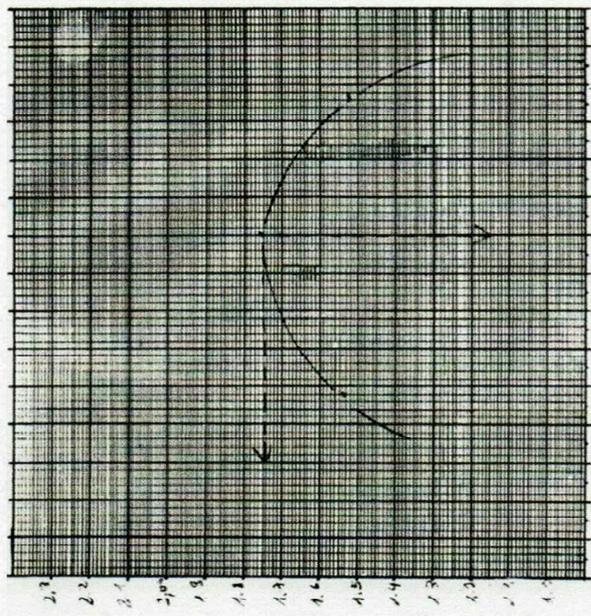


TENEUR EN EAU OPTIMALE : 18.2%  
DENSITÉ SÈCHE OPTIMALE : 1.95 g/cm<sup>3</sup>

SOCIÉTÉ D'ÉTUDES TECHNIQUES ET D'ARCHITECTURE DE MEDEA  
 DÉPARTEMENT D'ÉTUDE DE SOL ET MATÉRIAUX

**ESSAI PROCTOR**

DATE D'ESSAI : 15/08/10 N° D'ÉCHANTILLON : 1 puits-zone : S1 R/G  
 LIEU DE PRÉLEVEMENT / CHAABET THRID / DATE DE PRÉLEVEMENT : 1/8/2010.  
 PROFONDEUR : 6.00 m.

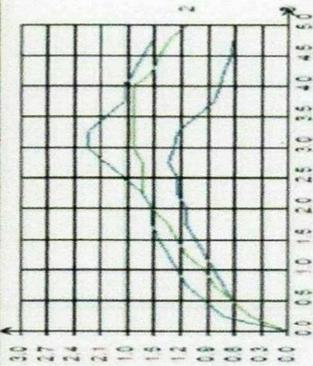


TENEUR EN EAU OPTIMALE : 16.1%

DENSITE SECHE OPTIMALE : 1.95

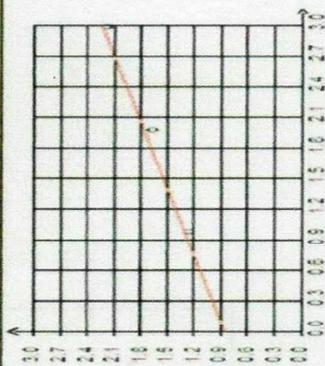
CISAILLEMENT RECTILIGNE  
 Titre: description du projet RETENUE COLLINAIRE CHAABET THRID  
 NO du point: S1-E2  
 Profondeur : 3.00m  
 Nature géologique du sol Argile  
 Type d'essai UU

Résistance / cisaillement



Courbe intrinsèque

Tassement gonflement



Affichage des résultats

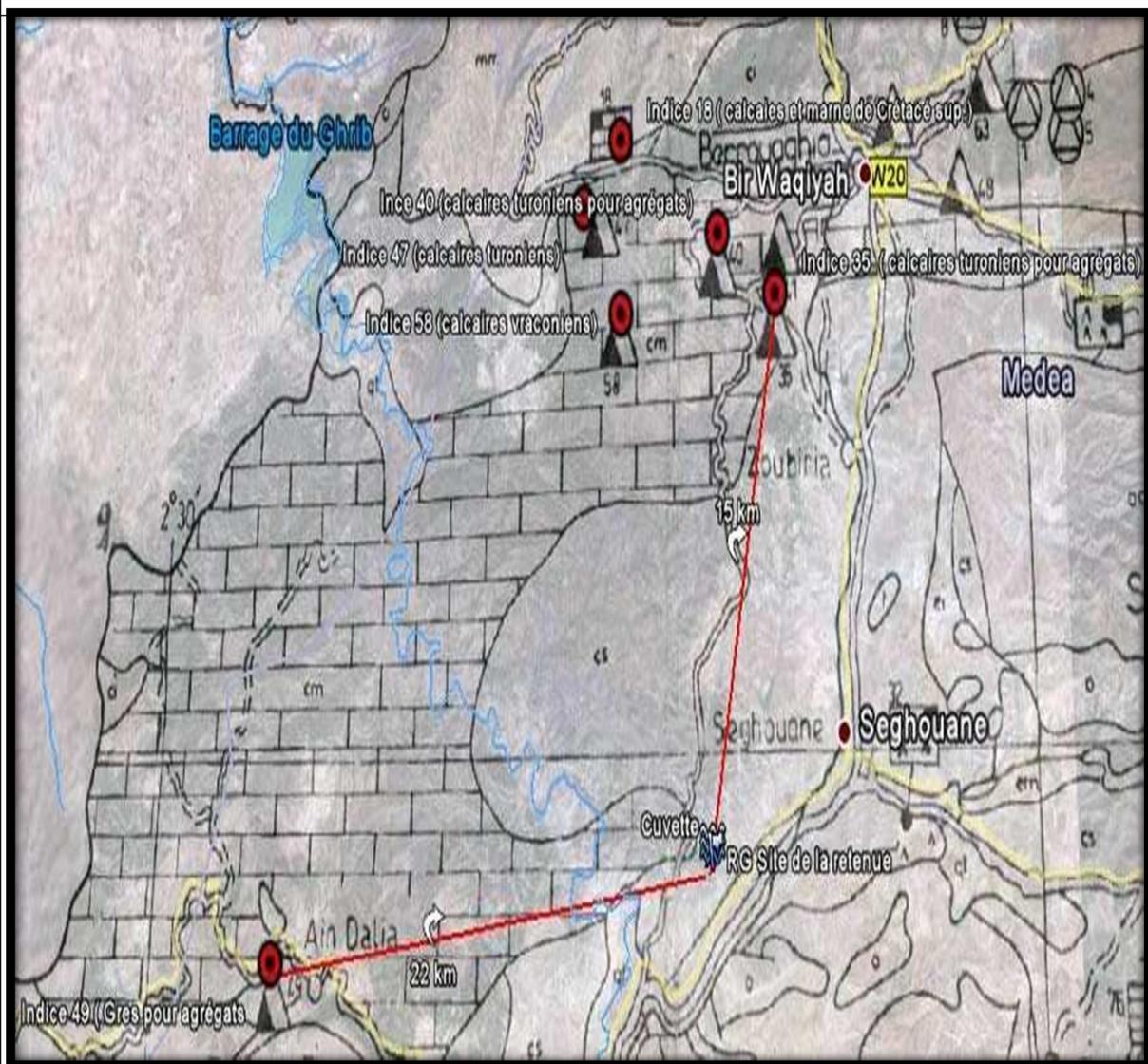
Angle de frottement  $\phi = 24$

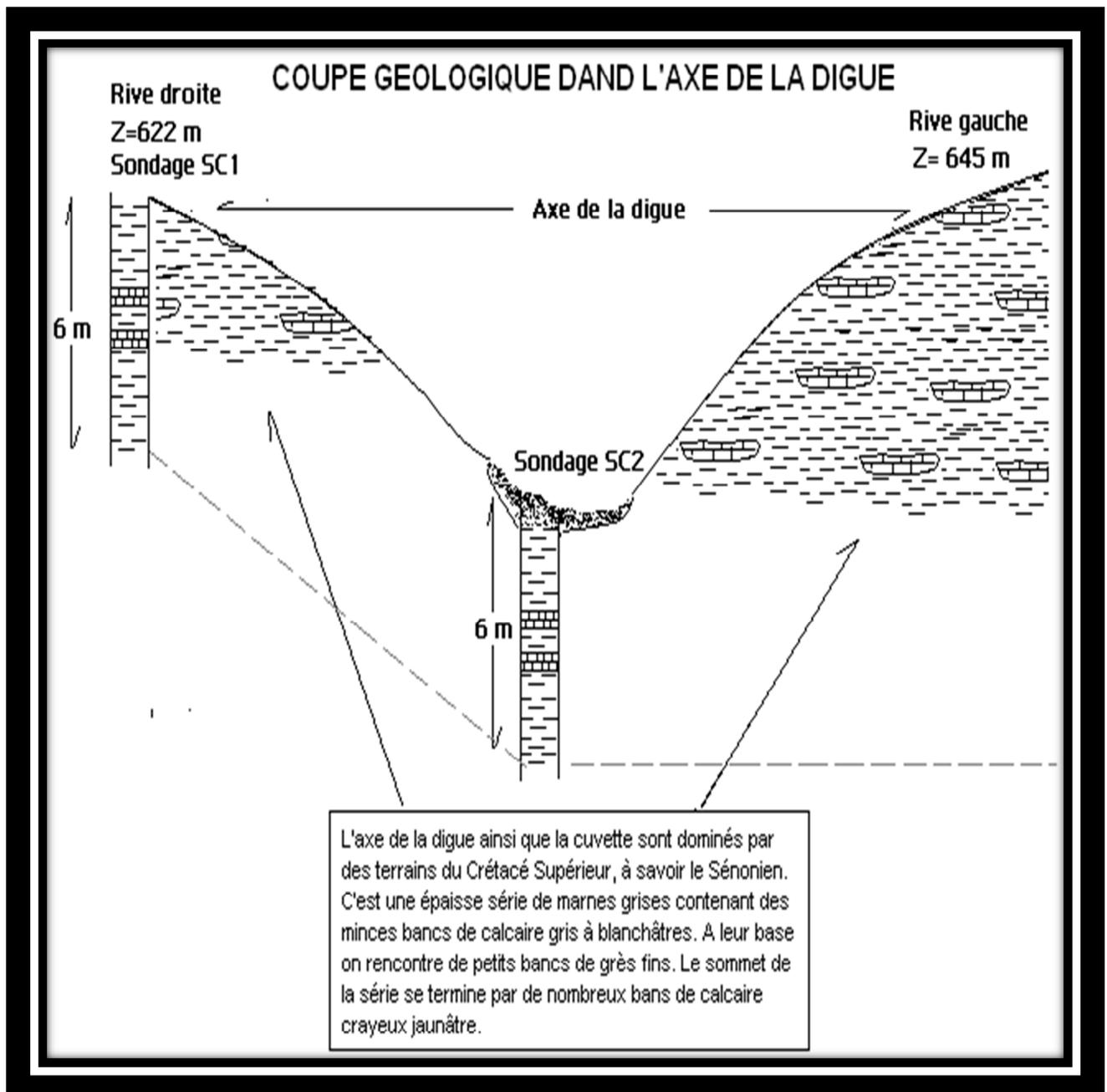
Cohesion = 0.855

$\sigma$	$\tau$
1	1.334
2	1.745
3	2.258

Fig. I.9 Carte de situation des matériaux de construction à proximité du site de la retenue

Fig. I.9 Carte de situation des matériaux de construction à proximité du site de la retenue





**Fig. I.8** coupe géologique



# Annexe 2

## Série pluviométrique

Code station : 011405
Nom du station : GHRIB BGE
X : 487.25
Y : 318.4
Z : 460

<i>Année</i>	sep	oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Jeuil	Aout	Annuel
1949	7.9	11.3	61.5	20.6	77.2	57.3	7.3	18	2.4	5.4	0	0	268.9
1950	11.8	5.7	59	89.9	19.3	19.3	104.1	10.9	13.1	0	0	0	333.1
1951	29	66.9	67.5	70.9	11.4	80.2	15	25.5	5.8	2.4	0	0	374.6
1952	2.1	5.7	33	188.3	53.1	112.6	6.5	15.8	39.2	2.4	3.4	20.7	482.8
1953	26.3	44.5	8.4	171.5	87.5	43.2	13.7	21.9	31.7	8	15	3	474.7
1954	2.7	34.6	13.7	28.9	84.9	34.1	36.4	47.2	59.5	5.5	0	0	347.5
1955	55.5	39.8	14.7	112.4	94.5	87.6	42	10.3	36.3	4.5	10.5	7.5	515.6
1956	12	190.9	106.3	67.2	101.3	87.6	24	71.8	74.1	0	0.6	15.5	751.3
1957	38.5	15.1	44.7	70.7	60.7	29.2	60.2	6.8	50	19.6	0	7.2	402.7
1958	20.1	35	9	46.5	89.5	96.5	70.1	148	27.7	24.5	0	0	566.9
1959	0	20.8	35.8	40.5	115.5	37.4	55.9	70.6	25.2	19	4.5	9.9	435.1
1960	33.5	38.3	28.9	49.5	87.4	105.7	30.5	50.1	11.3	8.2	0	2	445.4
1961	0	35.8	32.6	51	46.5	2.5	46.9	75.7	49	14	0	0	354
1962	28	153.2	130.7	126.4	104.6	26.2	61.1	51	0	7	0	0	688.2
1963	11	34.8	81.1	33.5	27.6	45.3	38.4	28.7	47.5	41	2	2.5	393.4
1964	35.7	76.2	105.1	36.2	104.5	31.9	99.7	80.6	48.1	16.3	0	0	634.3
1965	0	7.1	11.5	115.9	128.8	0	9.9	19.7	0	34.7	1	0	328.6
1966	3	57.4	57.8	20.9	48.1	96.8	81	100.5	24.5	18.8	0	0	508.8

## Annexe 2

1967	12.2	36	84.5	55	35	62.5	12	29	61.5	21	39.5	5	453.2
1968	24.5	9.5	8.3	117.3	28.5	19.5	45.8	43.5	0	5.5	0	0	302.4
1969	22.4	22.3	26	25	29.5	4.5	26.1	26.9	65	0	0	0	248.7
1970	17.5	88	22.8	23	34	62	19.7	59.9	22.9	19.1	0	0	368.9
1971	0	0	27.4	51.1	38.4	42	36.3	25.2	19.4	16.3	0	5.1	261.2
1972	13.5	80.4	41.8	92.9	48.7	16.5	39.7	28.6	29.8	3.1	2	2	399
1973	1.3	28.4	2.4	21.9	58.4	18.5	49.8	31.7	23.1	5.4	2.7	1.6	245.2
1974	4	57.4	57.8	20.9	48.1	96.8	81	102.5	25.5	19.8	0	0	513.5
1975	3	56.4	57.8	19.9	48.1	95.8	79	100.5	24.5	18.8	0	0	503.1
1976	33.5	34.3	30.9	43.1	85.4	94.7	30.5	50.1	11.3	8.2	0	2	424
1977	30.5	38.3	28.9	49.5	87.4	100.7	40.5	50.1	11.3	8.2	0	2	447.4
1978	7.9	11.3	61.5	20.6	87.2	57.3	15.3	23.3	2.4	5.4	0	0	292.2
1979	0	8.1	14.5	110.9	131.9	0	19.9	19.7	0	34.7	1	0	340.7
1980	3	51.4	42.8	20.9	48.1	90.8	82.6	94.5	34.5	18.8	0	0	487.4
1981	24.5	19.5	18.3	107.3	28.5	19.5	35.8	43.5	9.8	5.5	0	0	312.2
1982	11.8	8.7	49	79.9	16.3	17.3	94.1	13.9	14	0	0	0	305
1983	22.4	22.3	26	24.5	29.5	18.5	26.1	36.9	65	17	0	0	288.2
1984	4	47.4	42.8	20.9	47.5	93.8	72.6	94.6	34.7	19.8	0	0	478.1
1985	17.4	88	22.4	33	34	67	19.7	58.9	22	19.1	0	0	381.5
1986	33.6	34.9	30.9	43.1	95.4	94.7	30.5	40.1	14.4	8.2	0	2	427.8
1987	19.4	18.3	22	21	25.5	4.5	26.1	26.9	49.9	0	0	0	213.6
1988	17.5	88	22.8	23	34	53.7	19.7	49.9	22.9	19.1	0	0	350.6
1989	1.3	28.4	2.4	21.9	38.4	18.5	29.8	26.7	22.6	5.4	2.7	1.6	199.7
1990	0	0	26.5	51.1	48.4	42	38.3	26.6	19.4	16.3	0	5.1	273.7
1991	30.6	33.9	30.9	39.1	80.4	81.3	30.5	40.1	14.4	8.2	0	2	391.4

## Annexe 2

<b>1992</b>	18.4	15.3	22	21	25.5	4.9	25.1	24.9	30.9	0	0	0	188
<b>1993</b>	12.9	14.8	16.5	15.4	25.5	4.9	15.1	14.9	14.9	0	0	0	134.1
<b>1994</b>	13.5	60.4	41.8	80.4	48.7	16.5	39.7	28.6	29.8	3.1	2	2	366.5
<b>1995</b>	3	56.8	67.8	37.9	47.5	106.8	91	102.5	25.5	19.8	0	0	558.9
<b>1996</b>	4	46.6	67.8	47.9	47.3	107.4	88.9	104.6	26.6	19.8	0	0	560.9
<b>1997</b>	18.6	18.3	22	21	25.6	3.5	26.1	29.5	49.9	0	0	0	214.5
<b>1998</b>	16.4	86.9	20.9	22.8	33.3	52.6	19.7	45.7	23	19	0	0	340.3
<b>1999</b>	24	18.4	18.3	107.3	28.5	20.5	37	43.5	13.8	5.5	0	0	316.8
<b>2000</b>	8.4	9.8	9	12	17.5	4.9	20.1	17.9	20.9	0	0	0	120.5
<b>2001</b>	13.5	60.4	41.8	80.9	48.8	16.6	40.5	37.6	29.8	3.1	2	2	377
<b>2002</b>	8.4	9.8	9	13	15	4.9	28.1	19.8	21	0	0	0	129
<b>2003</b>	4	47.3	43.4	21	47.5	73.8	62.6	84.6	34.7	19.8	0	0	438.7
<b>2004</b>	31.4	34.7	30.2	39.1	80.9	86.4	30.7	49.1	14.4	8.2	0	2	407.1
<b>2005</b>	0	0	26.4	50.7	38.4	38	28.3	26.6	19.4	16.9	0	5.9	250.6
<b>2006</b>	0	0	30.7	63.2	49.4	62	48.4	26.6	25.3	18.5	0	5.1	329.2
<b>2007</b>	13.5	50.2	41.8	70.5	43.8	16.5	39.7	28.6	25.8	3.1	2	2	337.5
<b>2008</b>	4	47.4	42.9	20.9	49.5	82.2	72.5	85.6	34.7	19.8	0	0	459.3
<b>2009</b>	30.4	33.3	30.4	42.1	69.4	71.3	30.5	54.1	14.4	8.2	0	2	386.1
<b>2010</b>	35.8	86.5	106.1	36.2	125.5	31.9	100.3	75.4	45.3	19.3	0	0	662.3

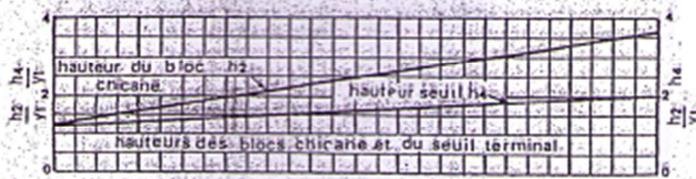
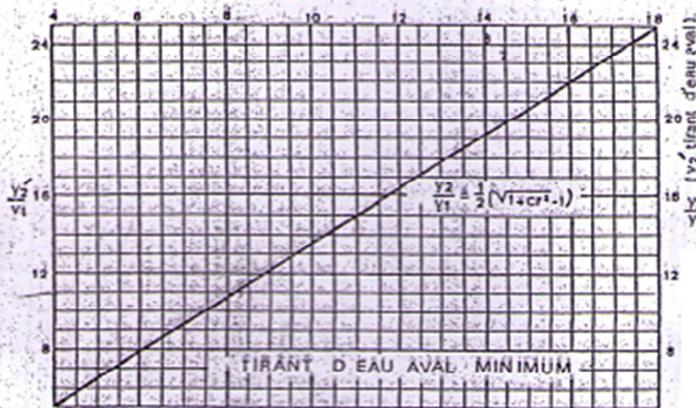
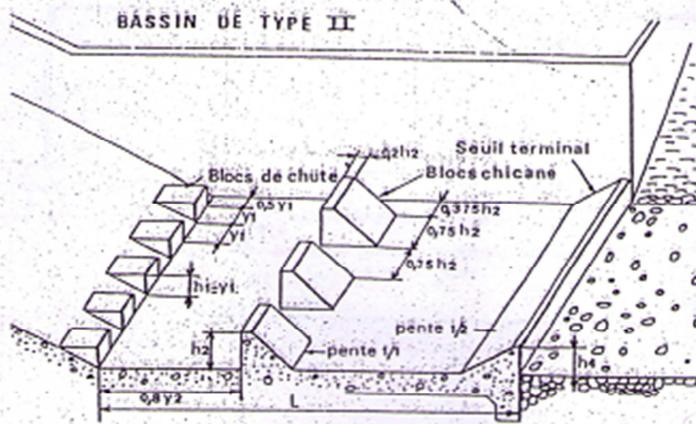
## Annexe 3

L'hydrogramme de crue :

T(h) / P de retour	10	20	50	100
0	0	0	0	0
0.5	1.09166667	1.28388889	1.58055556	1.7325
1	4.36666667	5.13555556	6.32222222	6.93
1.5	9.825	11.555	14.225	15.5925
2	17.4666667	20.5422222	25.2888889	27.72
2.5	27.2916667	32.0972222	39.5138889	43.3125
3	39.3	46.22	56.9	62.37
3.5	31.9523556	37.5785719	46.2618074	50.70912
4	25.5828444	30.0875081	42.0847556	71.5408296
4.5	20.1216	23.66464	33.1008	56.2688
5	15.4987556	18.2277985	25.4960444	43.3413037
5.5	11.6444444	13.6948148	19.1555556	32.562963
6	8.4888	9.98352	13.9644	23.7384
6.5	5.96195556	7.01174519	9.80764444	16.672237
7	3.99404444	4.69732148	6.57035556	11.1690963
7.5	2.5152	2.95808	4.1376	7.0336
8	1.45555556	1.71185185	2.39444444	4.07037037
8.5	0.74524444	0.87646815	1.22595556	2.08402963
9	0.3144	0.36976	0.5172	0.8792
9.5	0.09315556	0.10955852	0.15324444	0.2605037
10	0.01164444	0.01369481	0.01915556	0.03256296

# Annexe 4

## Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")

# Chapitre II

Etude hydrologique

**INTRODUCTION :**

L'ensemble des aspects liés aux processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant de choix du site à l'étape de la réalisation, est conditionné par une évaluation, correcte et juste, de la crue, surtout lorsqu'il s'agit de grands ouvrages comme les barrages.

L'étude hydrologique, est primordiale pour la faisabilité d'un barrage, Le but est donc de mettre en évidence les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant de l'oued de thrid. Ceci constituera la première partie de ce chapitre.

La deuxième partie, comportera l'étude de la régularisation. Ensuite, on détermine les apports solides générés par l'érosion dans le bassin versant, L'étude de laminage de crues termine cette partie.

Ce chapitre est donc consacré à la détermination des paramètres servant à dimensionner la retenue et ses ouvrages annexes.

**Partie I : caractéristiques morphologiques****I. Le bassin versant :****I.1) Caractéristiques générales du bassin versant :**

« Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage de seuils. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire». (TOUAIBIA. B ; 2004).

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents types d'écoulements.

**I.2) Caractéristiques physico-géographique du bassin versant :**

L'écoulement annuel à l'exutoire d'un bassin est déterminé premièrement par les conditions climatiques de la région et deuxièmement par l'utilisation du territoire. Cependant, deux bassins voisins soumis aux mêmes conditions climatiques peuvent avoir un régime d'écoulement totalement différent. Cette différence est principalement causée par les diverses caractéristiques physiques des deux bassins. Ainsi, la pente du terrain et des cours d'eau a un effet important sur le temps de réponse du bassin, son aspect influence la fonte des neiges, le tapis végétal contrôle en partie l'évapotranspiration...etc.

La transposition des données hydrométrique d'un bassin à un autre nous éclaire sans connaître l'influence qu'exercent certains facteurs physiques sur l'écoulement. De plus, ces caractéristiques peuvent expliquer la différence entre les quantités de sédiments produits par deux bassins utilisés de la même façon.

**I.2.1) Caractéristiques physique du bassin versant :****A. Caractéristiques géométriques :**

La surface du bassin versant, le périmètre et la longueur du thalweg principal de l'oued ont été déterminés à l'aide du logiciel Map info sur les deux cartes topographiques à l'échelle 1/25000.

- a. La surface :  $S = 13,88 \text{ Km}^2$ .
- b. La longueur du thalweg principal :  $L = 8 275 \text{ Km}$ .
- c. Le périmètre :  $P = 22,10 \text{ Km}$ .

Echelle : 1/10000





Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914)  $K_c$ , défini comme suit :

$$K_c = \frac{P}{2\pi} + \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{\pi}} = \frac{P}{2\sqrt{2\pi} \cdot S} = \frac{0.28 P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

$P$  : Périmètre du bassin versant en Km.

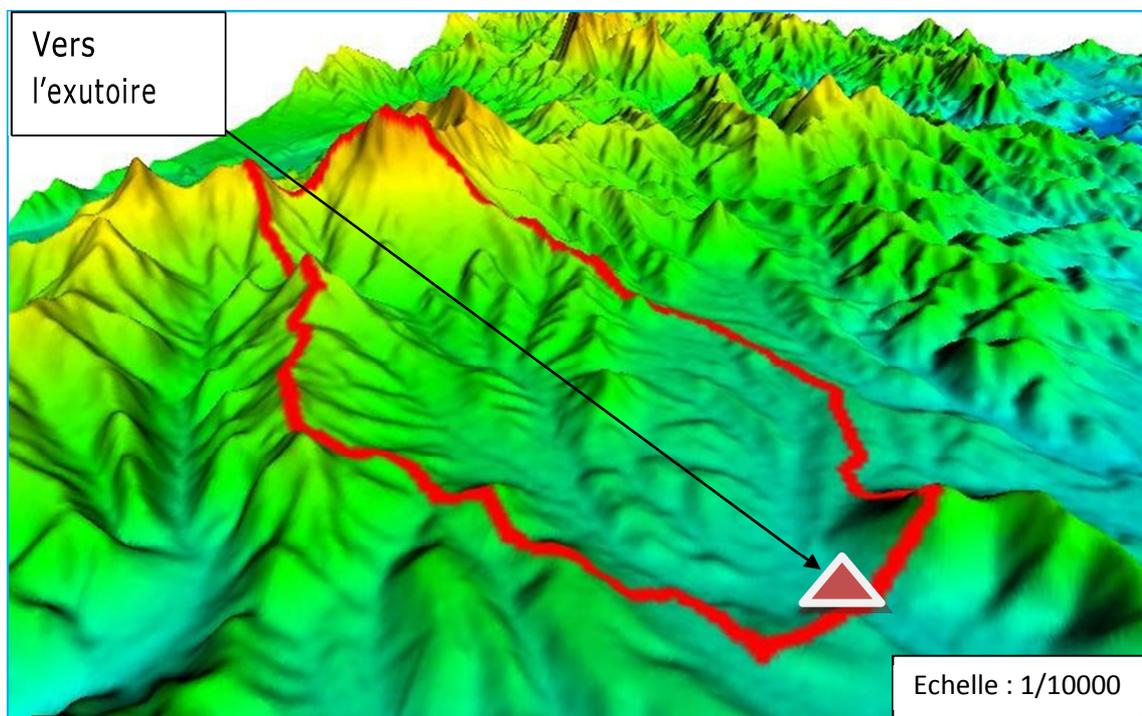
$S$  : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

$k_c$ : Indice de Gravelais.

- Si :  $k_c = 1$  bassin ramassé.
- Si :  $k_c > 1.125$  bassin allongé.

$$k_c = 1,67$$

Selon la valeur de  $k_c$  on pourra dire que notre bassin est de forme allongée. Cet allongement peut être observé clairement dans la figure suivante en 3D.



**Fig. II.2** : Vue en 3D du bassin versant (Logiciel GLOBAL MAPPER)

### B.2) Rectangle équivalent ou Rectangle de GRAVELIEUS :

« C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions « L » et « l » ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés». (TOUAIBIA.B ; 2004).

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(Lr+lr) \text{ et } S = Lr*lr$$

La longueur  $L$  et la largeur  $l$  en Km sont données par les formules suivantes :

$$Kc = \frac{0.28 P}{\sqrt{S}}$$

$$Lr = \frac{Ks\sqrt{S}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right)$$

$$lr = \frac{Ks\sqrt{S}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right)$$

Avec

$Lr$  : Longueur du rectangle équivalent en Km.

$lr$  : Largeur du rectangle équivalent en Km.

On obtient donc :

$lr = 1.438$  km et  $Lr = 9.612$  km.

### B.3) Caractéristiques hydrographiques :

**B.3.1) Le relief :** Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- La pente moyenne du bassin versant
- La dénivelée spécifique
- Le profil en long de l'oued
- L'indice de pente globale  $Ig$
- L'indice de pente de roche  $I_p$
- L'indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$
- La densité de drainage  $Dg$

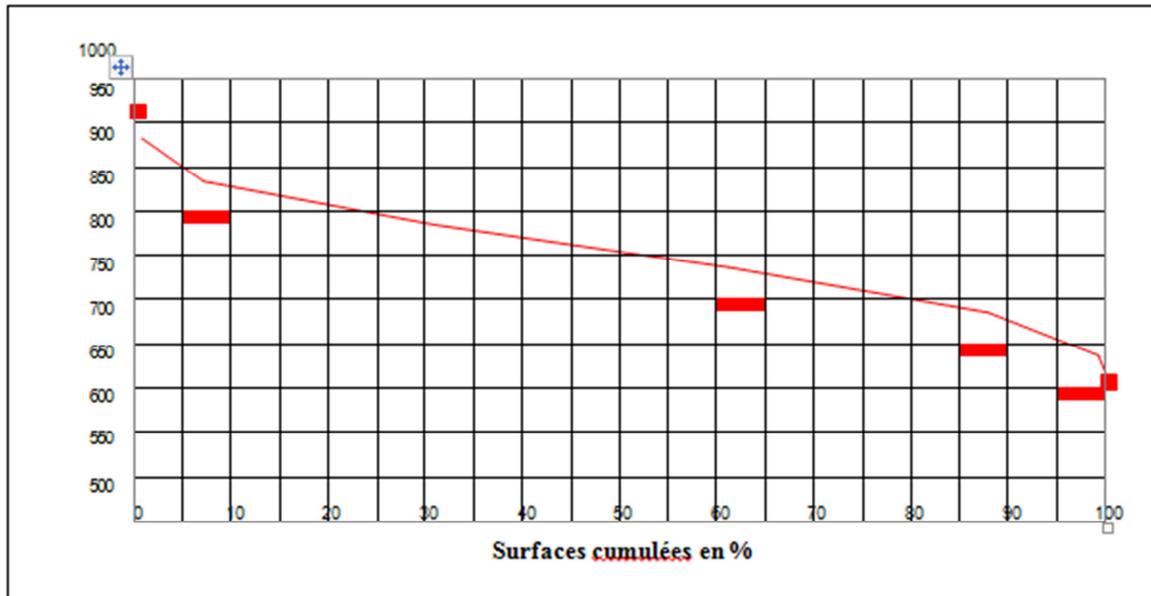
#### B.3.1.1) Courbe hypsométrique :

Les variations d'élévation à l'intérieur d'un bassin ainsi que l'élévation moyenne sont des données essentielles à l'étude de la température et des précipitations, le portrait le plus précis de l'élévation d'un bassin est donné par sa courbe hypsométrique.

Cette courbe exprime le pourcentage de superficie du bassin au-delà d'une certaine élévation.

**Tableau. II. 1 :** Représentatif des résultats obtenus.

Les altitudes (m)	Borne Sup (m)	Surface partielle (km <sup>2</sup> )	Surfaces Cumulées (km <sup>2</sup> )	Surface( s %) )	Surfaces (cumulées %) )
900-932	932	0,072746	0,72746	0,524296	0.524296
850-900	900	0,871833	0.944579	6,283481	6.807777
800-850	850	3,280117	4.224696	23,64048	30.448257
750-800	800	4,212137	8.436833	30,35774	60.805997
700-750	750	3,715908	12.152741	26,78132	87.587317
650-700	700	1,57623	13.72897	11,36022	98.947573



**Figure II.3 :** Courbe hypsométrique du bassin versant.

De cette courbe sont extraites les altitudes caractéristiques 5% et 95 % servant à évaluer la pente moyenne du thalweg principal, et autres paramètres hydrologiques.

Altitude 5%:	887 m
Altitude 95%:	698 m

### B.3.1.2) L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = (\sum Si * Hi) / S$$

Avec :

H<sub>moy</sub>: Altitude moyenne du bassin en m.

Si : Aire comprise entre deux courbes de niveau en Km<sup>2</sup>.

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en m.

S : Superficie totale du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

**Tableau. II. 2 :** Les altitudes moyennes en fonction des surfaces.

borne Supérieure (m)	Surface partielle (Km <sup>2</sup> )	Hmoy(m)	S*Hmoy
932	0,072746	916	66.635
900	0,871833	875	762.85
850	3,280117	825	2706.09
800	4,212137	775	3264.406
750	3,715908	725	2694.03
700	1,57623	675	1063.955
		Somme	10557.966

On déduit que :

$$H_{moy} = 760.66 \text{ m.}$$

### B.3.2.3) Indice de pente moyenne :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du talweg principal en mètre.

$$I_m = \Delta H / L_r = (H_{max} - H_{min}) / L_r.$$

$$I_m = (932 - 619.65) / 8275.$$

$$I_m = 3.78\%.$$

### B.3.2.4) Indice de pente global $I_g$ :

$$I_g = \Delta H / L_r$$

Où  $\Delta H$  est la dénivelée totale.

Mais en réalité, on prend :

$$\Delta H = H_{95\%} - H_{5\%},$$

nous avons donc :

$$\Delta H = 887 - 698 = 189 \text{ m}$$

$L_r$  = longueur du rectangle équivalent = 9.612 Km.

$$I_g = 19.66 \text{ m/Km.}$$

### B.3.2.5) Dénivelée spécifique $D_s$ :

C'est le rapport entre la longueur total de tous les thalwegs « $L_i$ » du bassin versant, à la surface « $S$ » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en m.

Elle permet également d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M ci-après qui permet de définir les différents types de relief du bassin versant quelque soient leurs

$$\text{superficies. } D_s = I_g * \sqrt{S} = 19.66 * \sqrt{13.88}.$$

$$D_s = 73.25 \text{ m.}$$

La classification du relief est définie selon le tableau ci-après :

**Tableau II.3** : la classification des reliefs d'après l'ORSTOM

	Relief	Ds
R1	très faible	$< 10 \text{ m}$
R2	Faible	$10 < Ds < 25 \text{ m}$
R3	assez faible	$25 < Ds < 50$
R4	Modéré	$50 < Ds < 100 \text{ m}$
R5	assez fort	$100 < Ds < 250 \text{ m}$
R6	Fort	$250 < Ds < 500 \text{ m}$
R7	très fort	$> 500 \text{ m}$

Remarque:

D'après la classification de l'O.R.S.T.O.M, notre bassin versant présente un relief modéré.

Les caractéristiques du réseau hydrographique :

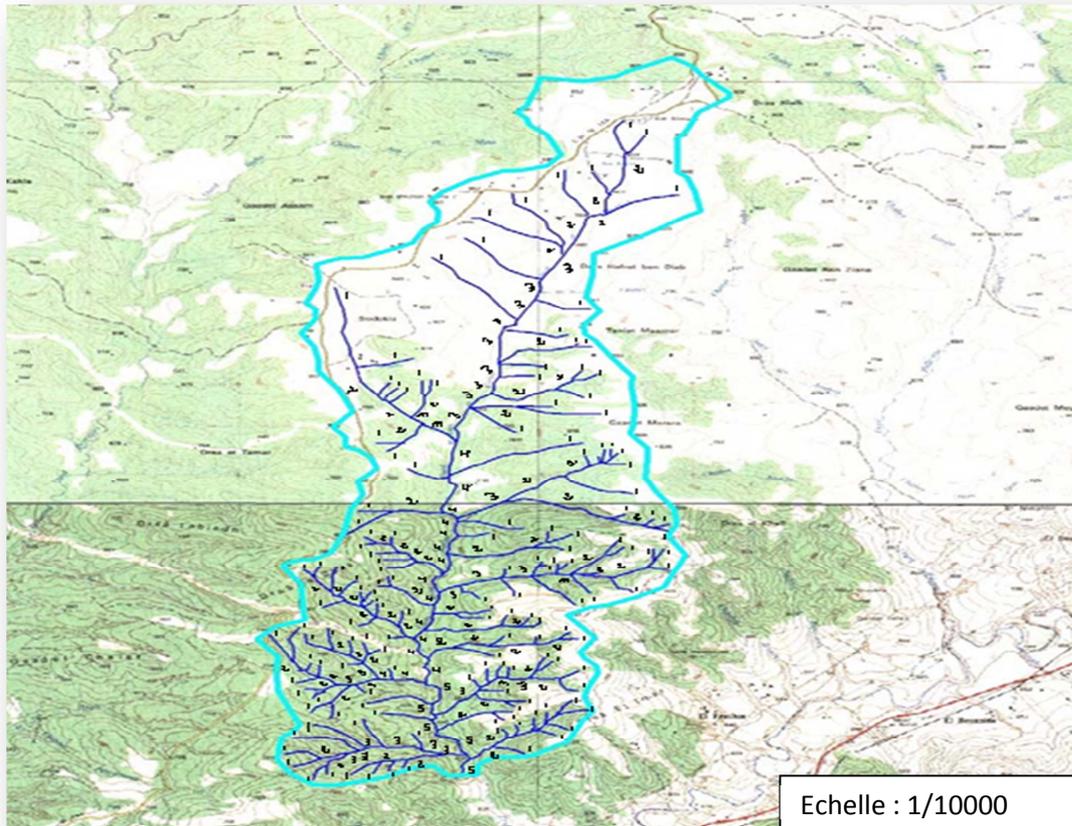
« Le réseau hydrographique, définie par l'ensemble des cours d'eau naturels et artificiels, permanent ou temporaires, qui participent à l'écoulement, est l'un des constituants principes aux du bassin versant ». (Benoît. H;2008).

### C) Le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est classification de SCHUM.

Dans notre bassin versant de le cours d'eau principal est de l'ordre 5.

Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la figure N.II.04.



**Fig.II.4** : Réseau hydrographique du bassin versant échelle.

### C.1) Temps de concentration :

« On appelle temps de concentration  $T_c$  d'un bassin versant, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrologiquement de l'exutoire atteigne celui-ci». (B.TOUAIBIA ; 2004).

Le temps de concentration est une caractéristique principale de toutes les formules permettant le passage des pluies aux débits.

Plusieurs formules de détermination du temps de concentration ont été mises au point, les plus courantes sont les suivantes :

#### a) Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{1.5L + 4\sqrt{S}}{0.8\sqrt{(H_{moy} - H_{min})}}$$

Avec :

L: Longueur du cours d'eau principal en Km

S : La superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>

H<sub>moy</sub>: Altitude moyenne du bassin versant en m

H<sub>max</sub> : Altitude minimale du bassin versant en m

$T_c = 2.87$  heures.

b) **Formule de kirpitch :**  $T_c = \frac{L}{\sqrt{I_m^{0.77}}}$

Avec :

L : Longueur du cours d'eau principal en km

I<sub>m</sub>: Indice de pente moyenne du bassin versant en m/km

T<sub>c</sub>= 2.04 heures.

c) **Formule algérienne :**

$$T_c = 0.0055S + 0.1657L + 0.0078\Delta H + 0.821$$

Avec :

S : surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>

L : longueur du talweg principal en Km

ΔH: dénivelé entre l'altitude moyenne et minimal.

T<sub>c</sub>= 3.37 heures.

**Tableau. II.4 :** récapitulatif des résultats de T<sub>c</sub> obtenus par les différentes formules

Formules	temps de concentration (h)
GIANDOTTI	2.87
KERPICH	2.04
ALGERIENNE	3.37

**Remarque :**

Vu les résultats trouvés ci-dessus, le temps de concentration varie entre 2.04 et 3.37 heures et la moyenne est de 2.76 heures sachant qu'elle n'est pas prise en considération puisque les valeurs empiriques ne s'additionne pas car elles sont hétérogènes.

Une valeur très grande entraîne un sous-dimensionnement et une valeur très petite induit au dimensionnement des ouvrages assez grands et inutiles. Alors on prendra : T<sub>c</sub> = 3 heures.

**C.2) Vitesse de ruissellement :**

Le ruissèlement est l'écoulement gravitaire à surface libre, selon la pente du sol. Sa vitesse est déterminée par la relation suivante :  $V_r = L/T_c$

Avec :

T<sub>c</sub> : temps de concentration en heures.

L : longueur du thalweg principal en Km.

V<sub>r</sub> = 2.76 Km/h.

**Tableau. II. 5** : Récapitulatif des paramètres du bassin versant.

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITE	VALEURS
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	13.88
Périmètre		P	Km	22.10
Longueur du thalweg		L	Km	8.275
ALTITUDE	Moy	H moy	M	760.66
	Max	H max	M	932
	Min	H min	M	619.65
Indice de compacité		K c	-	1.67
Rectangle equivalent		Lr	Km	9.612
		lr	Km	1.438
Pente du thalweg		I	%	0.001
Indice de pente Global		Ig	(m/Km)	19.66
Dénivelée spécifique		Ds	(m)	73.25
Temps de concentration		Tmoy	(heure)	3
Vitesse de ruissellement		Vr	(km/h)	2.76

**Partie II : hydrologie du bassin versant****I. Etude des précipitations :**

L'objectif de cette étude est de déterminer la pluie moyenne annuelle de notre bassin, elle permettra donc le choix de la station la plus représentative qui va servir pour l'étude fréquentielle et celle des crues.

Les informations sur le climat dans la wilaya de Médéa sont extraites de la monographie de P. Seltzer (1946). L'ensemble des stations climatologiques ayant fonctionné sur son territoire est pris en considération.

**I.1) Analyse pluviométrique :****a) Stations pluviométriques :****Tableau II.6:** Identification des stations climatologiques dans la wilaya de Médéa

N°	n° Seltzer	Station	Longitude Greenwich	Latitude N	Altitude	Emplacement	Période d'observations
1	8	Aïn-Boucif	3°10' E	35°54'	1 250	Commune mixte	1922-1938
2	56	Ben-Chicao	2°51' E	36°12'	1 129	Gare	1913-1938
3	61	Béni-Slimane	3°18' E	36°14'	600	D.de Béni-	1920-1938
4	63	Bernelle	6°0' E	35°39'	1 050	Maison Cantonni	1919-1938
5	64	Berrouagha	2°55' E	36°8'	928	Gare	1913-1938
6	68	Bir-Rabalou	3°35' E	36°16'	642	Maison Cantonni	1914-1938
7	73	Boghar	2°43' E	35°55'	910	Hôpital Militaire	1913-1934
8	74	Boghari	2°45' E	35°54'	610	Maison Cantonni	1914-1937
9	93	Brazza	2°54' E	36°4'	745	Village	1914-1938
10	131	Deux-Bassins	3°18' E	36°28'	900	Maison Forestier	1931-1938
11	203	Letourneux	2°23' E	35°55'	1 150	Mairie	1914-1938
12	216	Médéa	2°45' E	36°16'	928	Hôpital	1913-1916
13	234	Mongorno	2°51' E	36°7'	950	Maison	1914-1938
14	303	Tablat	3°19' E	36°24'	450	Village	1920-1935
15	353	Ghrib	2°34' E	36°10'	435	Barrage	1929-1941

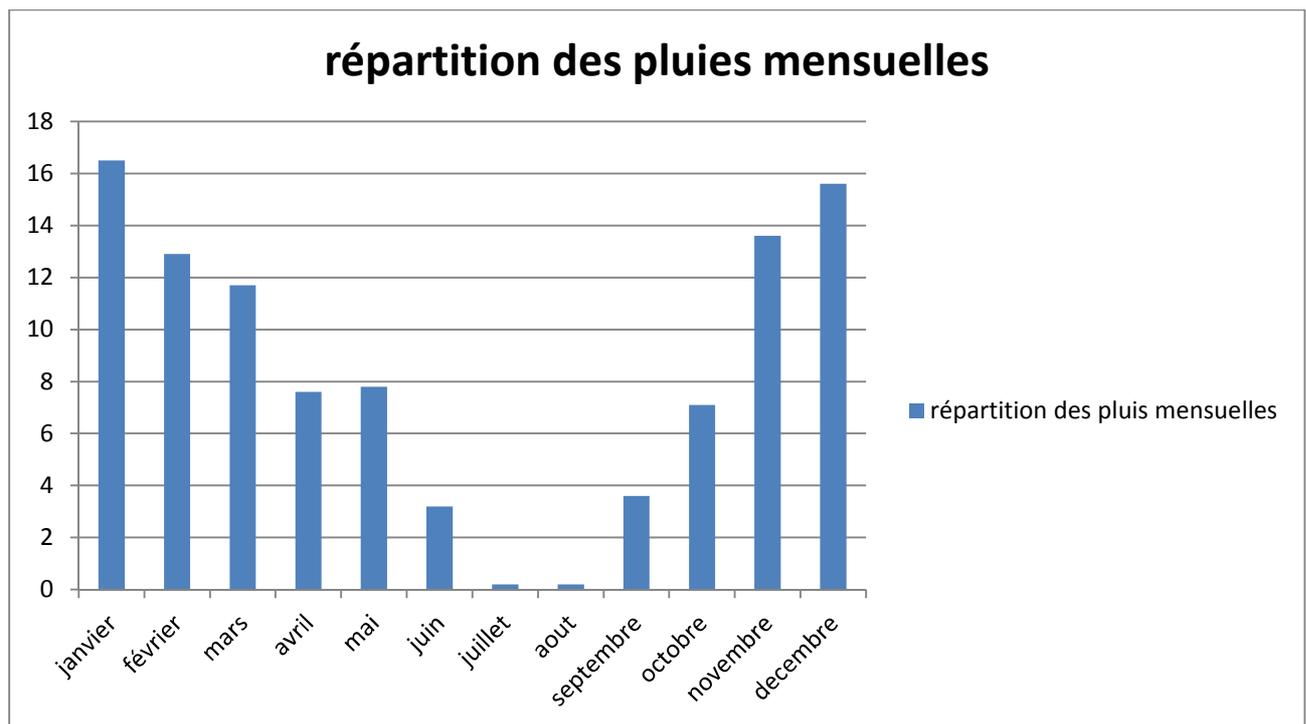
Sur les quinze stations, disponibles dans la wilaya, seule celle de Médéa enregistre 6 paramètres climatiques mesurés, deux stations à savoir Ghib et Boghar possèdent deux paramètres mesurés (températures et précipitations).

La description du climat s'effectue selon les informations de la station de Ghib qui est la plus proche du site de la retenue.

### b) répartition des précipitations :

**Tableau II.7:** Répartition des pluies mensuelles

Caractéristiques	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Ann	Min	Max
Precipitation Moy	64.68	50.57	45.9	29.8	30.57	12.54	0.8	0.8	14.11	27.83	53.31	61.15	392,0	1,0	64,68
Répart.[%]:	16,5	12,9	11,7	7,6	7,8	3,2	0,2	0,2	3,6	7,1	13,6	15,6	100,0	0,2	16,5



**Fig. II.5 :** Diagramme représentatif des pluies mensuelles

### I.2) Caractéristiques climatiques:

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, qui sont nécessaires pour la conception des barrages et de leurs ouvrages annexes.

**I.2.1) Précipitations moyennes interannuelles**

Les précipitations sont déterminées à l'aide de la carte pluviométrique de l'ANRH (1993): lorsque le site d'étude est localisé près d'un pluviomètre, il prend la valeur de ce dernier, sinon, on procède par pondération des valeurs des isohyètes traversant le bassin versant. La pluie moyenne annuelle pour le site d'Oued Thrid est de 392 mm.

**I.1.2) Les précipitations maximales journalières :****i) choix de la loi d'ajustement :**

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. L'analyse fréquentielle fait appel à diverses techniques statistiques et constitue une filière complexe qu'il convient de traiter avec beaucoup de rigueur.

Pour cela on opte pour les modèles fréquentielles suivants en utilisant le logiciel « HYFRAN »

- a) Loi de Gumbel.
- b) Loi de Log Normal.

**i.1) Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0$$

Xmoy : hauteur de pluie moyenne

(1 /  $\alpha$ ) : la pente de la droite de GUMBEL

**a) Paramètres du logiciel :**

T : Période de retour en année.

Q : Fréquence.

Xt : Pluie journalier maximale correspondante à la période de retour Donnée en mm.

**b) résultats de l'ajustement :**

Gumbel :(Méthode des moments)

Nombre d'observations : 62

Paramètres: U=37.2357

Alpha=13.0424

q = F(X) (probabilité au non dépassement).

$$T = \frac{L}{1-q}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

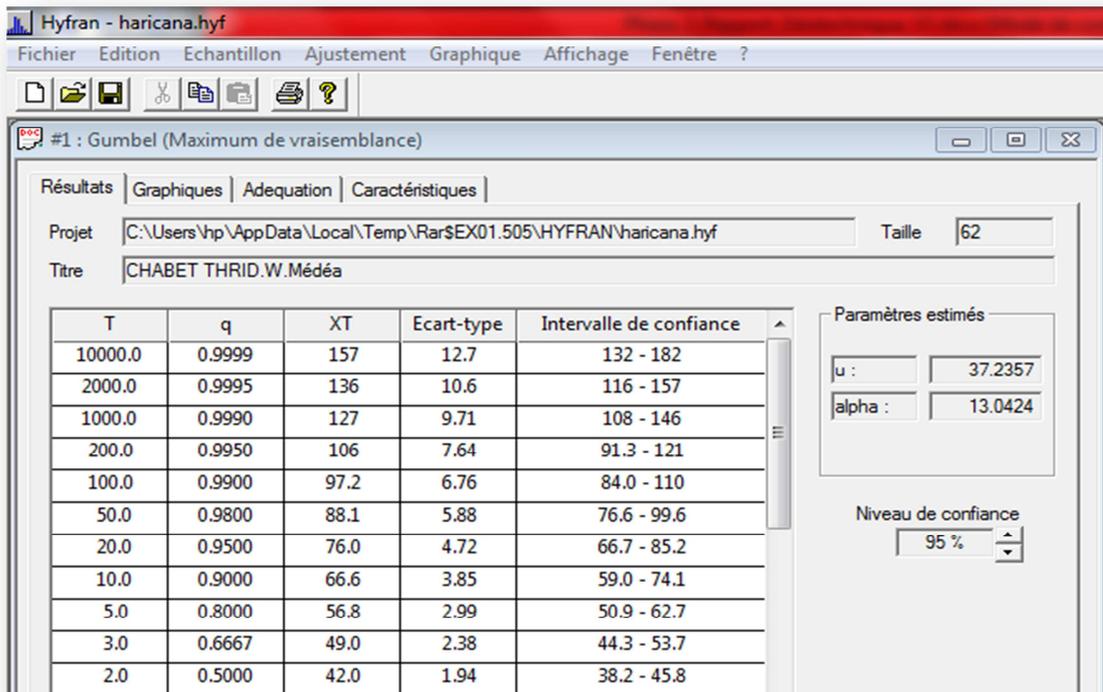


Fig. II.6 : Résultats de l’ajustement à la loi de Gumbel.

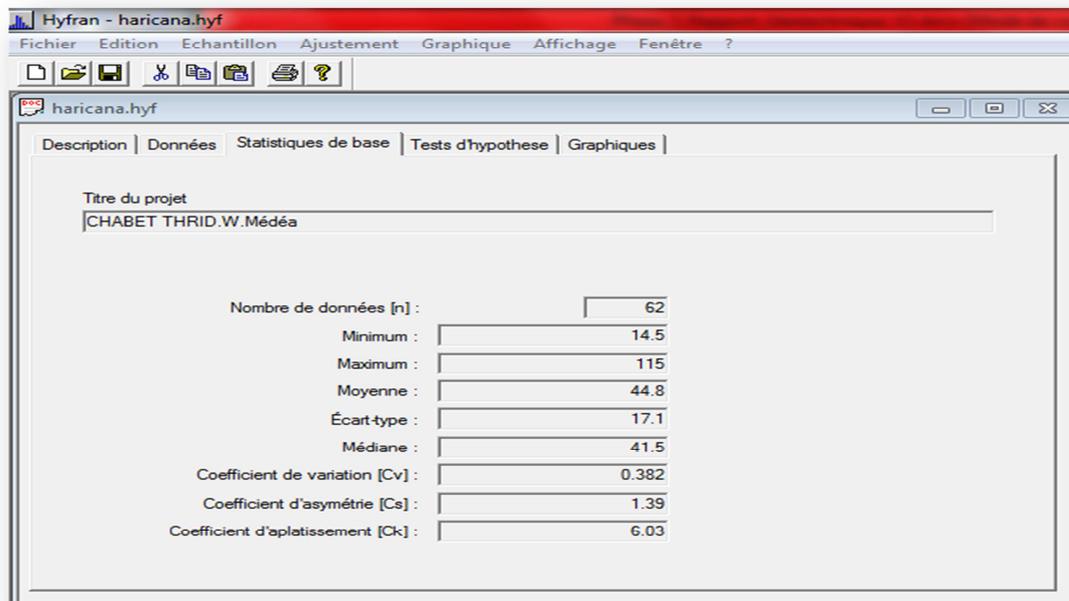
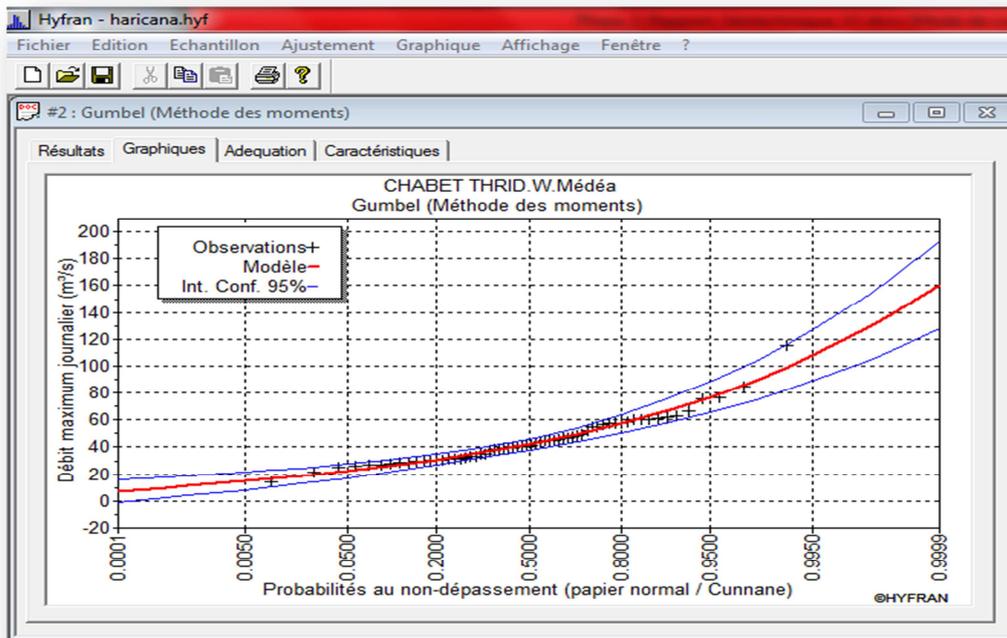


Fig. II.7 : caractéristiques de la série.



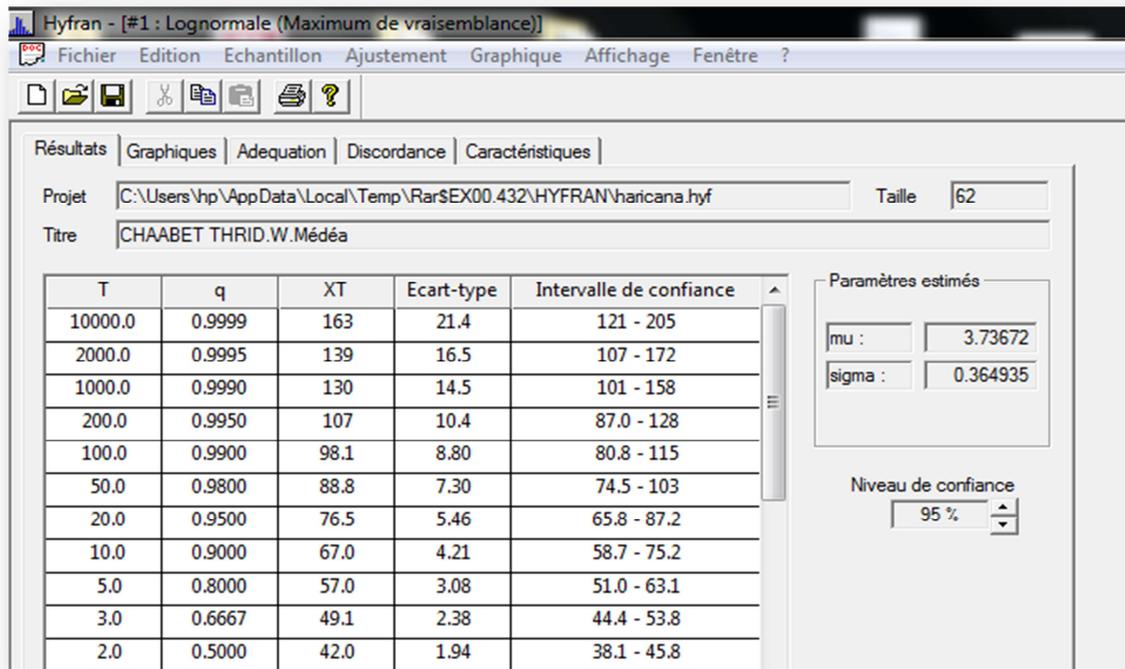
**Fig. II.8 :** Ajustement a loi de Gumbel (méthode des moments)

### i.2) Loi log normal

C'est ce manque d'informations pluviographiques qui nous a mis sur l'alternative d'estimer les pluies maximales journalières à partir de la loi Log normale qui représente au mieux la distribution théorique des pluies journalière en Algérie.

#### **Ajustement à la loi log normal (GALTON) :**

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « GALTON » sont résumés dans le tableau suivant :



**Fig. II.9** : Les résultats de l'ajustement par la loi Log- Normal

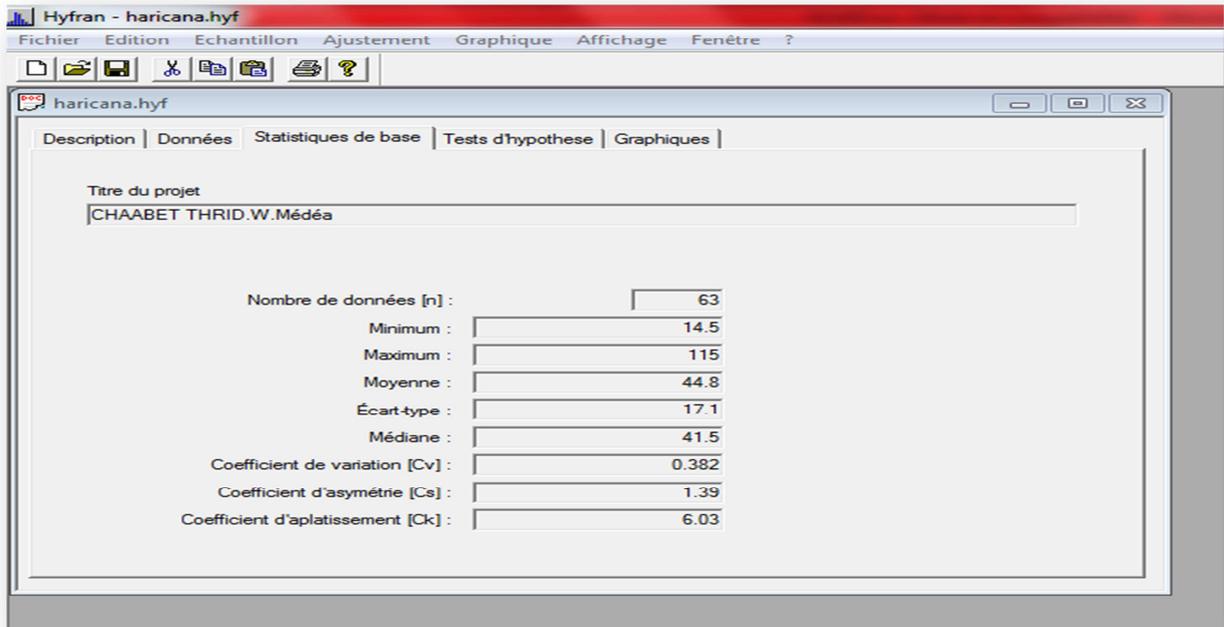


Fig. II.10 : Caractéristiques de la loi de Galton

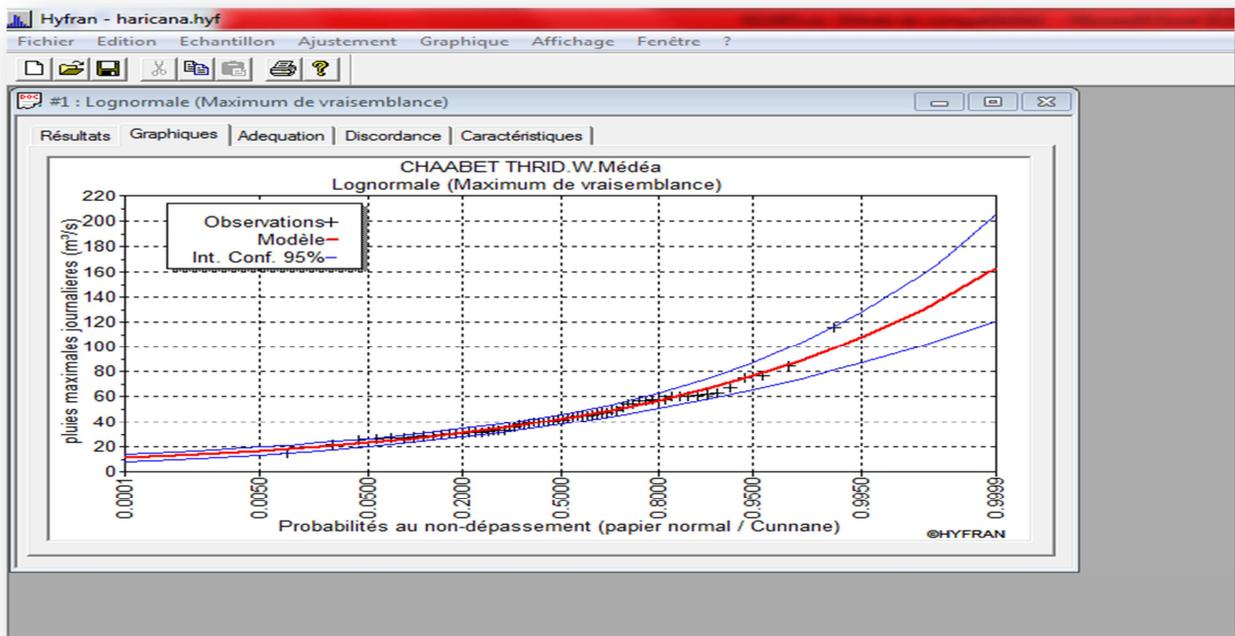


Fig. II.11 : Résultats graphiques de l'ajustement par la loi de Galton.

**i.3) Test d'adéquation Khi II :**

Résultat de la statistique :  $X^2 = 4$

Degrés de liberté : 7

Nombre de classes : 10

D'après la table de  $X^2$  théorique la valeur correspondante est  $X^2 = 10.9$

Le model d'ajustement de Gumbel est adéquat avec notre série des  $P_{jmax}$  avec un niveau de signification de 5%.

**i.4) Choix final du model d'ajustement :**

Le teste de Khi deux ( $X^2$ ) indique les écarts entre les valeurs de l'échantillon étudié et celles données par la droite théorique d'ajustement.

Comme la valeur de la somme des  $X^2$  trouvée par la loi d'ajustement de Log normal (Galton) est inférieure par rapport à celle de la loi d'ajustement de Gumbel, alors cela veut dire que les écarts entre l'échantillon mesuré et les valeurs données par la loi Log normal sont plus petits, donc cette dernière sera choisie pour faire les prévisions relatives à notre étude.

Les résultats essentiels sont rapportés ci-dessous:

**Tableau II.8 :** Pluies fréquentielles calculées selon un ajustement à la loi de Log Normal.

P. de retour:	5	10	20	50	100	1000
Pluies maximales:	60.4	72.2	79.3	97,79	104.2	121.1

**ii) Caractéristiques climatologiques:**

La climatologie du bassin versant joue un rôle très important dans le comportement des cours d'eaux. Les facteurs qui déterminent la climatologie sont:

1) la température.

2) le vent

3) l'humidité.

Ces facteurs ont une influence sur l'évaporation et la transpiration, ainsi que la hauteur des vagues.

**ii.1) La température**

Les valeurs des températures mensuelles minimales, maximales, et moyennes observées à la station de Médéa, sont indiquées dans le tableaux suivants :

Caractéristiques	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An	min	Max
	Températures (° C)														
Min	0,6	1,3	3,4	5,4	8,5	11,9	15,2	15,3	12,3	8,7	4,5	1,5	7,4	0,6	15,3

**Tableau. II.9:** Température minimale

Caractéristiques	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An	min	Max
	Températures (° C)														
Moy	5,1	6,5	9,1	12,0	15,9	20,4	24,7	24,7	20,6	15,6	9,9	6,0	14,2	5,1	24,7

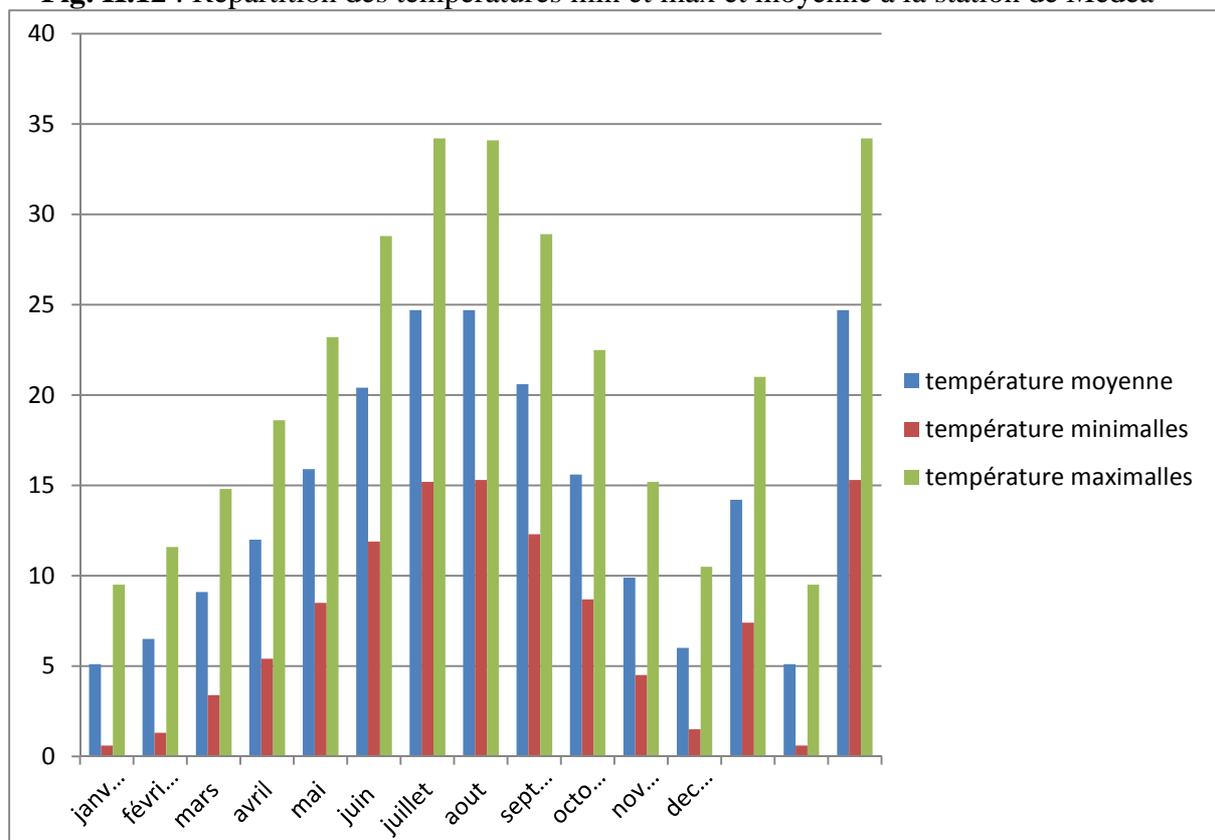
**Tableau. II. 10 :** Température moyenne mensuel

Caractéristiques	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An	min	Max
	Températures (° C)														
Max	9,5	11,6	14,8	18,6	23,2	28,8	34,2	34,1	28,9	22,5	15,2	10,5	21,0	9,5	34,2

**Tableau. II. 11 :** Temperature maximale

La répartition des températures est représentée dans la figure suivante :

**Fig. II.12 :** Répartition des températures min et max et moyenne à la station de Médéa

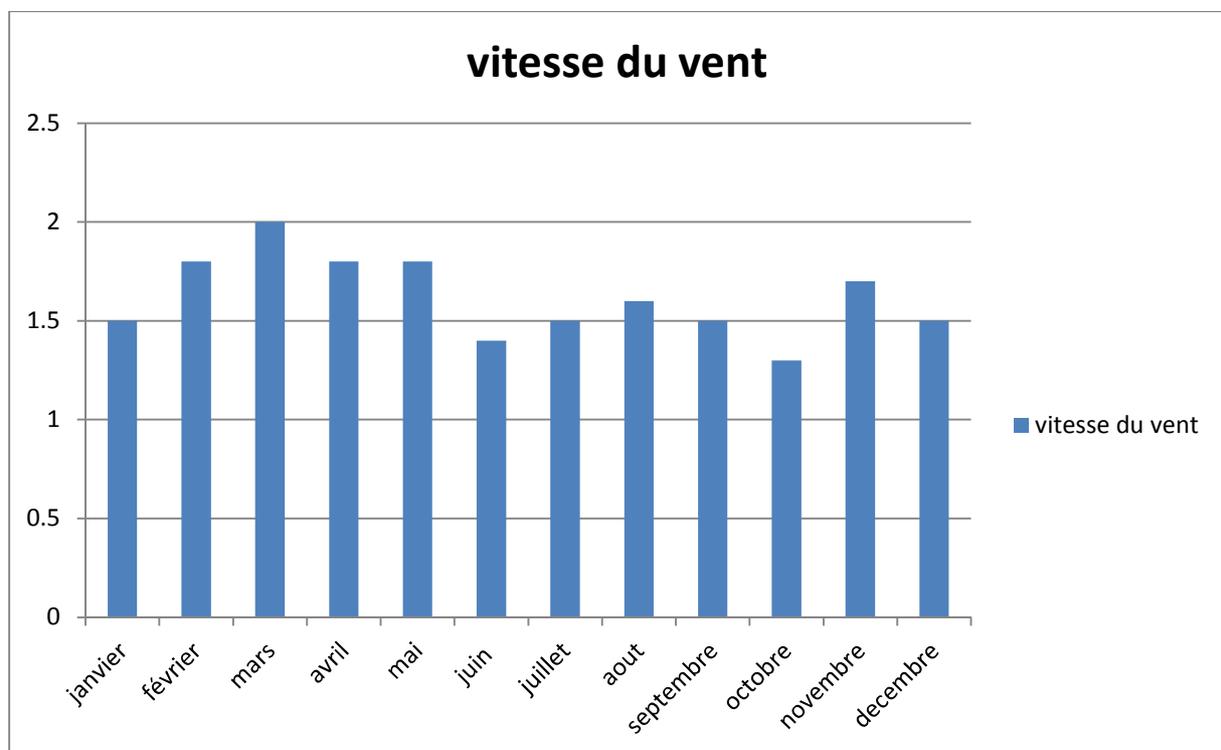


**i.2) La vitesse du vent :**

Les vents de la région de Moudjebeur sont en général modérés, la moyenne de la vitesse des vents est de 1.6 m/s. La répartition annuelle de la vitesse du vent est représentée dans le tableau suivant :

**Tableau. II.12 :** Répartition annuelle de la vitesse du vent

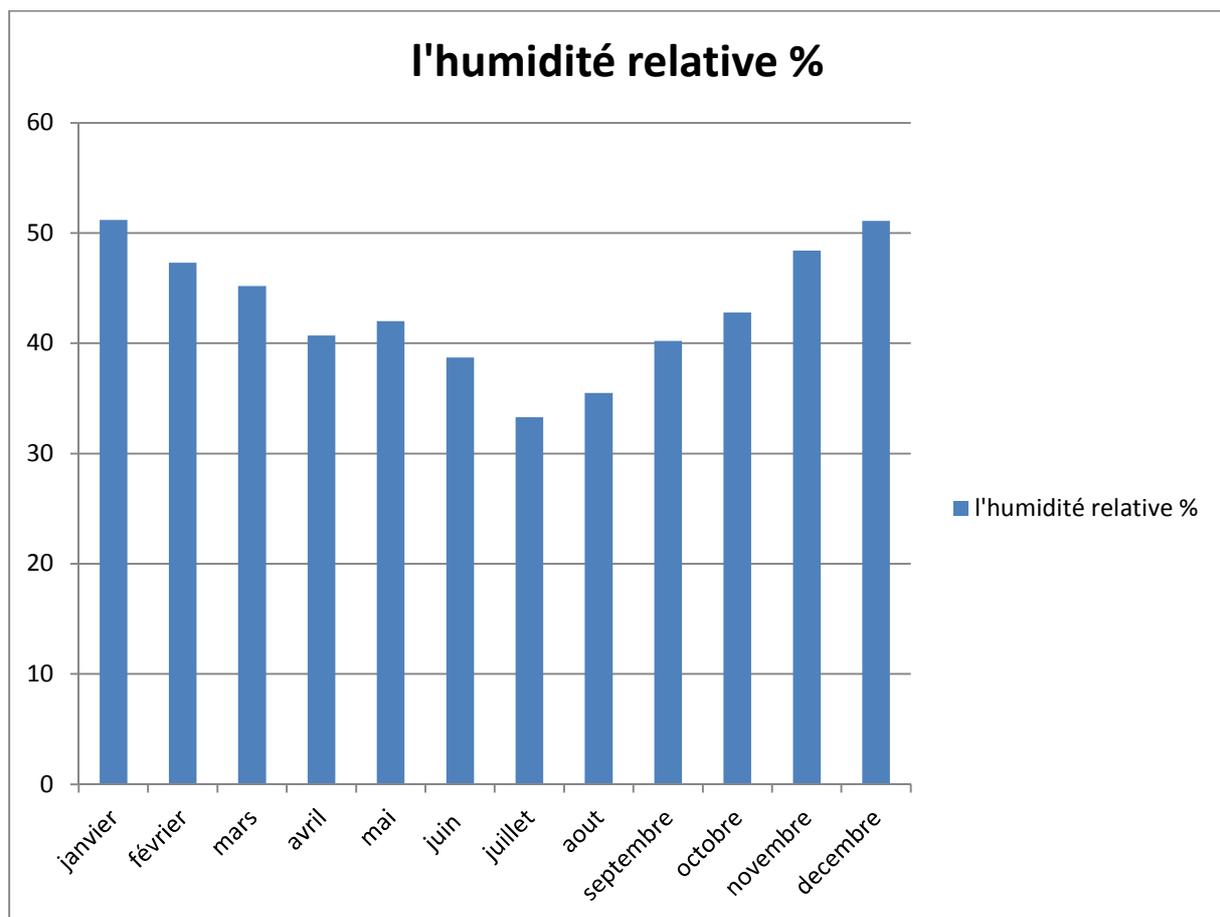
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy	min	Max
Vitesse du vent	1.5	1.8	2.0	1.8	1.8	1.4	1.5	1.6	1.5	1.3	1.7	1.5	1.6	1.3	2,0

**Fig. II.13 :** Diagramme représentatif des vitesses moyenne du vent à la station De Médéa**i.3) L'humidité relative :**

L'humidité relative moyenne annuelle retenue est estimée à 43%. Elle est minimale durant les mois d'été (Juillet et Août), alors qu'elle est maximale pour les mois d'hiver (novembre, Décembre, Janvier, février).

**Tableau. II.13 :** Pourcentage de la répartition de l'humidité relative.

Caractéristique	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy	Min	Max
%	51.2	47.3	45.2	40.7	42.0	38.7	33.3	35.5	40.2	42.8	48.4	51.1	43.0	33.3	51.2

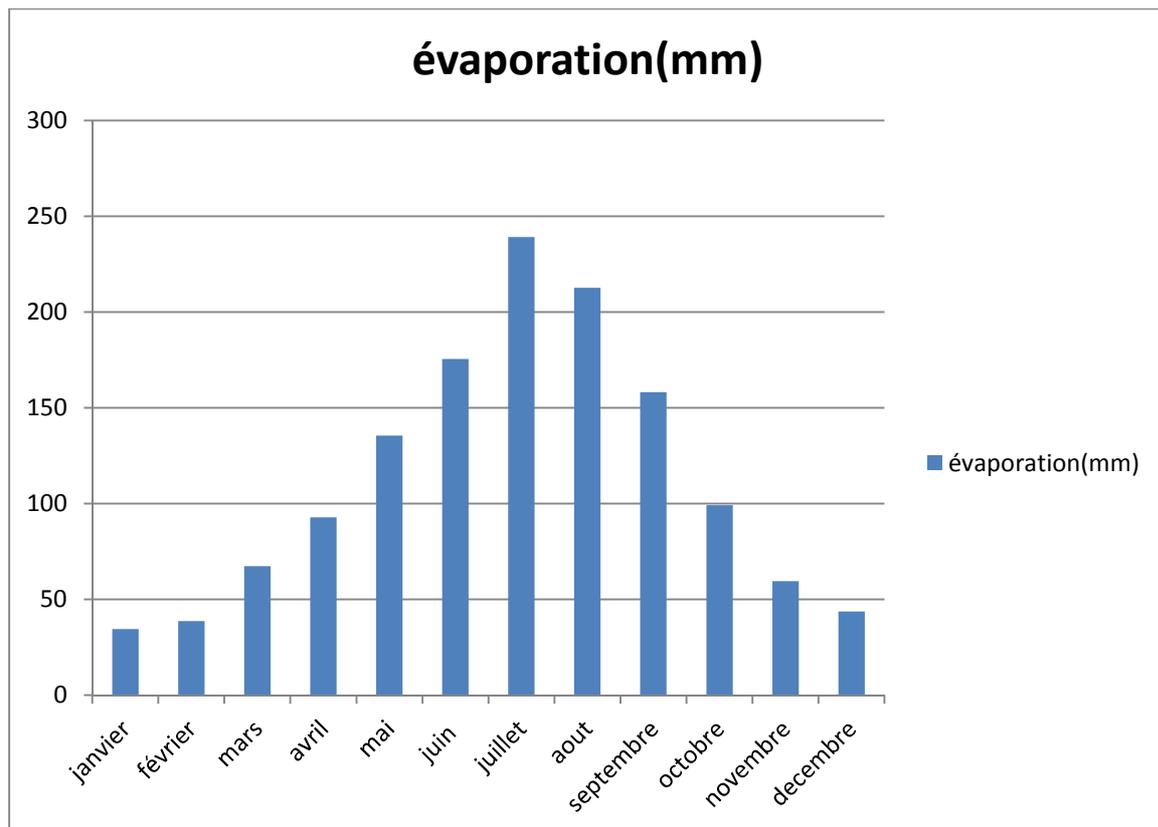
**Fig. II.14 :** Répartition mensuels de l'humidité relative.**ii.4) L'évaporation :**

L'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau. Pour les besoins de cette étude nous allons utiliser les données mesurées à partir de la station de Bougezoul qui est la plus proche du site de la retenue, nous donnons également à titre indicatif les mesures effectuées à partir de la station de Ghrib.

**Tableau. II.14** : Répartition mensuelle de l'évaporation

Caractéristiques	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy	Min	Max
Evaporation (mm)	34.49	38.76	67.31	92.81	135.5	175.5	239.2	212.7	158.2	99.2	59.49	43.73	113.1	34.49	239.2

L'analyse de ce tableau montre que l'évaporation est importante pendant la période allant du mois d'avril à Octobre et elle est plus faible de Novembre à Mars. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation est estimée à 1356,70mm.

**Fig. II. 15** : Répartition mensuelle de l'évaporation.

### iii) Les pluies de courte durée :

Les pluies de courtes durées sont calculées par la relation «type Mont ana» établie par Body à L'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydriques).

$$Pct = Pmaxj \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

Avec :

Pct: Pluies de courte durée.

Pmax: Pluies maximale fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique b= 0.37 (Source ANRH).

**Tableau .II.15:** Pluies fréquentielles

p de retour	5	10	20	50	100	1000
durée/Pmax	60.4	72.2	79.3	97.79	104.2	121.1
0.5	14.4204124	17.2376453	18.93276	23.3472207	24.8775989	28.9124494
1	18.6362608	22.2771197	24.467806	30.1728467	32.1506353	37.3650858
1.5	21.6527242	25.8828922	28.4281628	35.0566209	37.3545342	43.4129951
2	24.0846244	28.7898987	31.6210383	38.9939639	41.5499646	48.2888744
2.5	26.157521	31.2677652	34.3425731	42.3500658	45.1260544	52.4449634
<b>3</b>	<b>27.9829595</b>	<b>33.449829</b>	<b>36.7392167</b>	<b>45.3055233</b>	<b>48.275238</b>	<b>56.1049071</b>
3.5	29.6253818	35.4131219	38.8955757	47.9646702	51.1086884	59.3979095
4	31.1258325	37.2067071	40.8655384	50.3939596	53.6972143	62.4062635
4.5	32.5122787	38.8640153	42.6858229	52.6386711	56.0890636	65.1860423
5	33.8047463	40.4089848	44.3827215	54.7312275	58.3187842	67.7773969
5.5	35.0181319	41.8594226	45.9757924	56.695747	60.4120752	70.2101949
6	36.1638569	43.2289812	47.4800306	58.5507213	62.3886405	72.5073356
6.5	37.2508958	44.5283887	48.9072192	60.3106805	64.2639626	74.6868126
7	38.286446	45.7662483	50.2668074	61.9872774	66.0504581	76.7630564
7.5	39.2763794	46.9495794	51.5665048	63.5900189	67.7582572	78.7478402
8	40.2255577	48.0841932	52.8126942	65.1267763	69.395747	80.6509113
8.5	41.1380576	49.1749629	54.0107279	66.6041498	70.9699603	82.4804433
9	42.0173354	50.2260202	55.165144	68.0277356	72.4868601	84.2433662
9.5	42.8663507	51.2409027	56.279828	69.4023252	73.9515521	85.9456138
10	43.6876596	52.2226659	57.3581358	70.7320567	75.3684458	87.5923108
10.5	44.4834866	53.1739691	58.4029882	72.0205324	76.7413792	89.1879177
11	45.2557819	54.0971433	59.4169454	73.2709091	78.0737164	90.7363442
11.5	46.0062654	54.9942444	60.4022656	74.4859717	79.3684247	92.2410387
12	46.7364628	55.8670963	61.360952	75.6681904	80.6281362	93.7050604
12.5	47.4477348	56.7173254	62.2947909	76.819768	81.8551982	95.1311372
13	48.1413006	57.5463892	63.2053831	77.9426786	83.051714	96.5217137
13.5	48.8182575	58.3555992	64.0941692	79.0386986	84.2195766	97.8789897
14	49.4795968	59.1461406	64.9624508	80.1094334	85.3604965	99.2049533
14.5	50.1262182	59.9190886	65.811409	81.156339	86.4760254	100.501408
15	50.7589401	60.6754218	66.6421184	82.1807409	87.5675755	101.769994
15.5	51.3785103	61.4160338	67.4555606	83.1838496	88.6364366	103.012212
16	51.9856134	62.1417432	68.2526348	84.1667738	89.68379	104.229433
16.5	52.5808786	62.8533019	69.0341668	85.1305317	90.710721	105.42292
17	53.1648852	63.5514025	69.8009171	86.0760616	91.718229	106.593834
17.5	53.7381681	64.2366843	70.5535882	87.0042294	92.707237	107.743248
18	54.3012224	64.9097393	71.29283	87.9158367	93.6785989	108.872153
18.5	54.8545073	65.5711164	72.0192455	88.811627	94.633107	109.981471
19	55.3984497	66.2213257	72.7333951	89.6922914	95.5714977	111.072057
19.5	55.9334471	66.8608424	73.4358006	90.5584734	96.4944568	112.144709
20	56.4598705	67.4901101	74.1269492	91.4107738	97.4026243	113.200171
20.5	56.9780665	68.1095431	74.8072959	92.2497537	98.2965982	114.239137
21	57.4883598	68.7195295	75.4772671	93.0759389	99.1769387	115.262258
21.5	57.991055	69.3204332	76.1372625	93.8898222	100.044171	116.270145
22	58.4864378	69.9125962	76.7876576	94.6918668	100.898788	117.263371
22.5	58.9747775	70.49634	77.4288055	95.4825081	101.741255	118.242476
23	59.4563273	71.0719674	78.061039	96.2621564	102.572008	119.207967
23.5	59.9313262	71.6397641	78.6846717	97.0311985	103.39146	120.160325
24	60.4	72.2	79.3	97.79	104.2	121.1

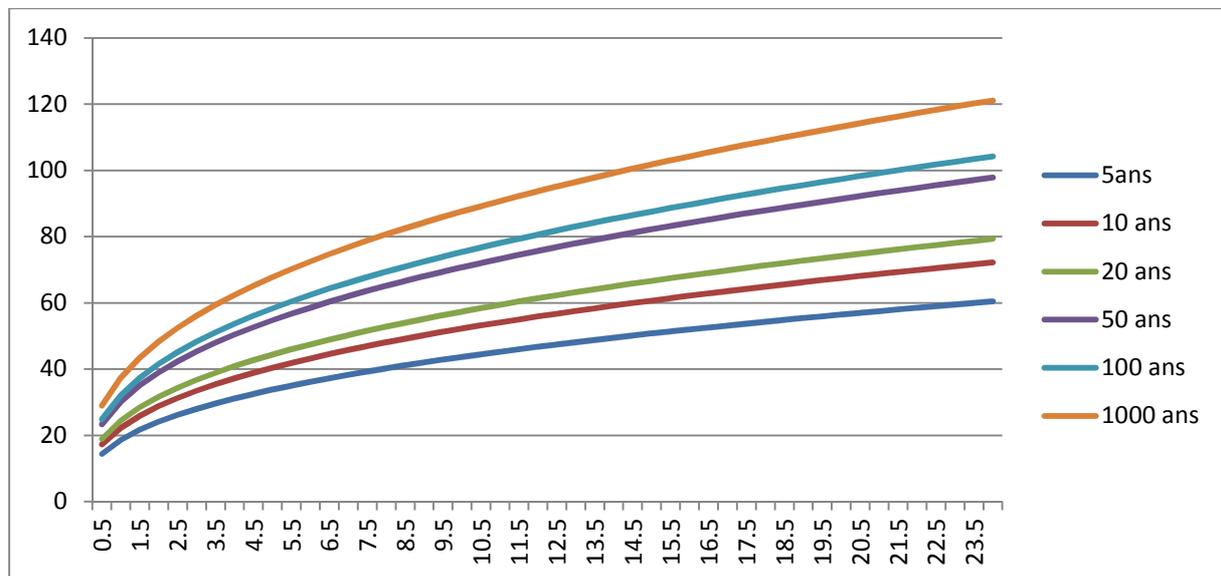


Fig. II.16 : Pluies fréquentielle

**iv) Courbes IDF :**

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. Les courbes obtenues peuvent donc être construites de manière analytique ou statistique.

On utilisera la formule de Body exprimé par différentes fréquences et leurs intensités :

$$I_t = \text{Pct} / t.$$

p de retour	5	10	20	50	100	1000
durée/Qmax	60.4	72.2	79.3	97.79	104.2	121.1
0.5	28.8408248	34.4752906	37.86552	46.6944414	49.7551978	57.8248987
1	18.6362608	22.2771197	24.467806	30.1728467	32.1506353	37.3650858
1.5	14.4351495	17.2552615	18.9521085	23.3710806	24.9030228	28.9419968
2	12.0423122	14.3949493	15.8105192	19.4969819	20.7749823	24.1444372
2.5	10.4630084	12.5071061	13.7370292	16.9400263	18.0504218	20.9779854
3	9.32765316	11.149943	12.2464056	15.1018411	16.091746	18.7016357
3.5	8.46439479	10.1180348	11.1130216	13.7041915	14.6024824	16.9708313
4	7.78145812	9.30167676	10.2163846	12.5984899	13.4243036	15.6015659
4.5	7.22495082	8.63644784	9.48573842	11.6974825	12.4642364	14.4857872
5	6.76094926	8.08179696	8.87654431	10.9462455	11.6637568	13.5554794
5.5	6.36693307	7.61080411	8.35923498	10.3083176	10.9840137	12.76549
6	6.02730948	7.20483021	7.91333844	9.75845354	10.3981068	12.0845559
6.5	5.73090705	6.85052134	7.52418756	9.27856623	9.88676348	11.4902789
7	5.46949228	6.53803548	7.18097249	8.85532534	9.43577973	10.9661509
7.5	5.23685059	6.25994391	6.87553397	8.47866919	9.03443429	10.499712
8	5.02819472	6.01052415	6.60158677	8.14084704	8.67446837	10.0813639

8.5	4.83977148	5.78528975	6.35420328	7.83578233	8.34940709	9.70358156
9	4.66859282	5.58066891	6.12946045	7.55863729	8.05409557	9.36037402
9.5	4.51224745	5.39377923	5.92419243	7.30550791	7.78437391	9.04690672
10	4.36876596	5.22226659	5.73581358	7.07320567	7.53684458	8.75923108
10.5	4.23652253	5.06418753	5.56218935	6.85909832	7.30870278	8.4940874
11	4.11416199	4.91792211	5.40154049	6.66099174	7.09761059	8.24875856
11.5	4.00054481	4.78210821	5.25237092	6.47704102	6.90160215	8.02095988
12	3.89470523	4.65559136	5.11341267	6.30568253	6.71901135	7.80875503
12.5	3.79581879	4.53738603	4.98358328	6.14558144	6.54841585	7.61049098
13	3.70317697	4.42664532	4.86195255	5.99559066	6.38859339	7.42474721
13.5	3.61616722	4.32263697	4.74771623	5.85471842	6.23848716	7.25029554
14	3.53425692	4.22472433	4.64017506	5.72210238	6.09717832	7.08606809
14.5	3.45698056	4.13235094	4.53871786	5.5969889	5.96386382	6.93113156
15	3.38392934	4.04502812	4.44280789	5.47871606	5.83783837	6.78466628
15.5	3.3147426	3.96232476	4.35197165	5.36669998	5.71847978	6.64594915
16	3.24910084	3.88385895	4.26578968	5.26042336	5.60523688	6.51433959
16.5	3.18671991	3.80929102	4.18388889	5.15942617	5.49761945	6.38926791
17	3.12734619	3.73831779	4.1059363	5.06329774	5.39518994	6.27022555
17.5	3.07075246	3.67066768	4.03163361	4.97167025	5.2975564	6.156757
18	3.01673458	3.60609663	3.96071278	4.88421315	5.2043666	6.04845293
18.5	2.9651085	3.54438467	3.89293219	4.80062849	5.11530308	5.94494437
19	2.91570788	3.48533293	3.82807343	4.72064691	5.03007883	5.84589775
19.5	2.8683819	3.42876115	3.76593849	4.64402428	4.94843368	5.75101074
20	2.82299352	3.3745055	3.70634746	4.57053869	4.87013121	5.66000854
20.5	2.77941788	3.32241674	3.64913639	4.49998799	4.79495601	5.57264081
21	2.73754094	3.27235855	3.59415558	4.43218757	4.72271136	5.48867895
21.5	2.69725837	3.2242062	3.54126803	4.36696848	4.65321725	5.40791372
22	2.65847445	3.17784528	3.49034807	4.30417576	4.58630857	5.33015324
22.5	2.62110122	3.13317067	3.44128025	4.24366703	4.52183356	5.25522116
23	2.58505771	3.09008554	3.39395822	4.18531115	4.45965254	5.18295511
23.5	2.5502692	3.0485006	3.3482839	4.12898717	4.3996366	5.1132053
24	2.51666667	3.00833333	3.30416667	4.07458333	4.34166667	5.04583333

**Tableau. II.16** : les résultats obtenus par la formule de Body pour différentes périodes de retour

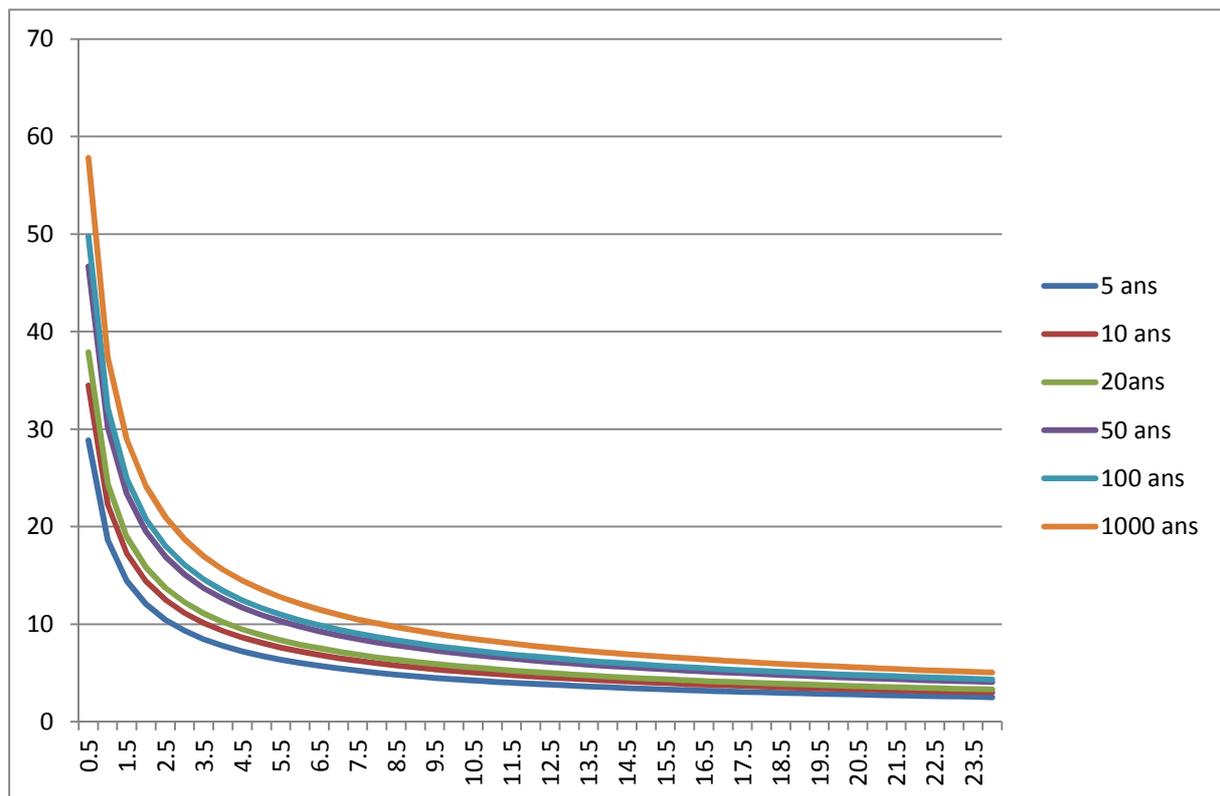


Fig. II.17 : Courbe intensité-durée-fréquence

## II) Les apports annuels :

Les méthodes de calculs des débits liquides à l'échelle annuelle ou à l'échelle des crues dépendent des situations suivantes:

- 1) Les données de base sont disponibles (stations de mesures hydrométriques: Jaugeages, hauteurs d'eau et traitements hydrologiques: courbes de tarage, etc...).
- 2) les données existent mais en quantité insuffisante (période d'observations trop courte, nécessitant de faire appel aux stations d'observations limitrophes ou aux précipitations: reconstitution de lacunes, extension des séries, etc..).
- 3) Les données n'existent pas sur le site d'étude.

C'est le troisième cas de figure qui se présente dans le cadre de ce projet. En effet, les données hydrométriques existantes ont été mesurées au niveau de grands bassins versants.

Il existe plusieurs outils d'évaluation des débits liquides, élaborés par différents auteurs, depuis 1948. Ces relations sont valables pour des conditions géographiques particulières. Leurs résultats de calcul sont exprimés dans des unités de mesures différentes: Lamé écoulée (Le en mou en mm), débit spécifique ( $q$  en l/s.km<sup>2</sup>), volume ( $V$  en hm<sup>3</sup>).

L'estimation des apports annuels permet, en dehors du dimensionnement des ouvrages, de mieux appréhender les caractéristiques des crues et transports solides.

- **Relations de COUTAGNE (1948) :**

MEDINGER, MALLET et GAUTIER (1948) ont mis au point les premières relations empiriques d'estimation des apports des cours d'eau algériens. Leur utilisation reste limitée dans certaines conditions notamment, pour les régions où les précipitations sont supérieures à 350mm.

Ces équations, de forme linéaire ( $y=ax+b$ ) d'abord, donnent une augmentation des apports proportionnelle aux précipitations. Elles ont été mises au point à partir des informations du recueil des observations de 1924 à 1946 (monographie hydrologique éditée par les services de la colonisation) concernant 9 cours d'eau seulement.

Après analyse des travaux des auteurs précédents, COUTAGNE propose, des relations non linéaires, qui prennent en compte la superficie des bassins (variant de 139 à 7854 km<sup>2</sup>).

$$Le=1.024(Pa - 0.26)^2$$

$$Le= (0.164-0.00145\sqrt{S})*Pa$$

- **Relation de DERI (1977) :**

DERI (1977) présente plusieurs relations d'évaluation des apports liquides, nous avons retenu trois d'entre elles:

$$V=0.915 * Pa^{2.684} * S^{0.842} \quad (1)$$

$$V=0.31 * Pa^{3.0324} * S^{1.016} \quad (2)$$

$$V=11.8 * Pa^{2.82} \quad (3)$$

- **Formule ANRH (1985) :**

Les apports moyens annuels (A) sont calculés à l'aide de la relation:

$$A=100 * P * S * Ce$$

Où :

P : la précipitation moyenne annuelle (mm).

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

Ce :le coefficient d'écoulement (adimensionnel).

## II.1) Caractéristiques de l'écoulement :

a) **Module de l'écoulement (Me) :** il est donné par :  $Me = \frac{A0}{T}$

avec :

A0: apport moyenne annuelle (litres).

T : temps d'une l'année en secondes «  $T=31,536.10^6$  »

AN:

$$Me = \frac{663558000}{31,536.10^6} = 21.04 \text{ l/s}$$

**b) Module de l'écoulement relative ou spécifique (M0) :**

on a :

$$M0 = \frac{Me}{S}$$

Avec :

Me: module de l'écoulement

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

AN:

$$M0 = \frac{21.04}{13.88} = 1.52 \text{ l/s/km}^2$$

**c) lame d'eau écoulée :**on a :  $Le = \frac{A0}{S}$ AN :  $Le = 0.048 \text{ m} = 48 \text{ mm}$ .**d) coefficient de l'écoulement :**

il est donné par :

$$Ce = \frac{Le}{P_{moy}}$$

P<sub>moy</sub> : pluie moyenne annuelle en (mm).

Le : lame d'eau écoulé en (mm).

AN :

$$Ce = \frac{48}{392} = 0.122$$

**II.2) Récapitulatif des résultats de calcul des apports :**

L'utilisation de plusieurs relations empiriques a abouti aux résultats suivants:

**Tableau II.17** : récapitulatif des résultats

Relation de calcul	Volume (hm <sup>3</sup> )	Débit spécifique (l/s.km <sup>2</sup> )	Débit (m <sup>3</sup> /s)
"COUTAGNE I"	0,25	0,57	0,008
"COUTAGNE II"	0,86	1,97	0,027
"DERI I"	0,68	1,56	0,022
"DERI II"	0,26	0,60	0,008
"DERI III"	0,37	0,84	0,012
ANRH	0,663	1,52	0,021
Valeur retenue	0,663	1,52	0,021

L'apport moyen interannuel évalué à l'aide de relations empiriques varie dans une fourchette de 0,25 à 0,86 hm<sup>3</sup>. Les relations les plus récentes basées sur des mesures d'observations représentatives donnent des résultats très proches.

Nous retenons les valeurs obtenues à l'aide de la relation de l'ANRH.

### II.3) Irrégularité des apports :

#### Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle peut - être envisagée par l'application d'une loi Log normal (Galton) qui est donnée comme suit :

$$A(\%) = \frac{A_0}{\sqrt{1+Cv^2}} * e^{U\sqrt{\ln(Cv^2)+1}}$$

Avec :

A (%) : Apport de fréquence donnée en m<sup>3</sup>.

U : Variable réduite de Gauss.

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel en m<sup>3</sup>.

Cv : coefficient de variation.

Pour calculer Cv on va utiliser les formules suivantes :

- **Formule d'Urgiprovdkhoz :**

$$Cv = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} = 0.67$$

- **Formule Algérienne de N.N PADOUM :**

$$Cv = \frac{0.93K}{M_0^{0.125}} = 0.88$$

M<sub>0</sub> : Module spécifique

K : coefficient de réduction K= (0.25 -1.00) on prend K=1.

- **Formule Sokolovski :**

$$Cv = 0.78 - 0.27 \log(M_0) = 0.73$$

**Tableau. II.18 :** récapitulatif de coefficient de variation avec différentes formules.

Formule	Cv
Formule de Sokolovski	0.73
Formule d'Urgiprovdkhoz	0.67
Formule Algérienne de N.N PADOUM	0.88
moyenne	0.77

Pour la suite de l'étude nous adopterons la valeur moyenne soit : **Cv = 0.8**

Les apports fréquentiels seront alors les suivants :

Période de retour (ans).	9/10	8/10	5/10	10	100	1000
Fréquence(%).	90	80	50	10	1	0.1
Variable réduite de gauss(u).	-1.28	-0.84	0	1.28	2.327	3.15
L'apport fréquentiel en (Hm3).	0.214	0.286	0.51	1.2	2.43	4.22

**Tableau. II.19** : Les apports fréquentsiels

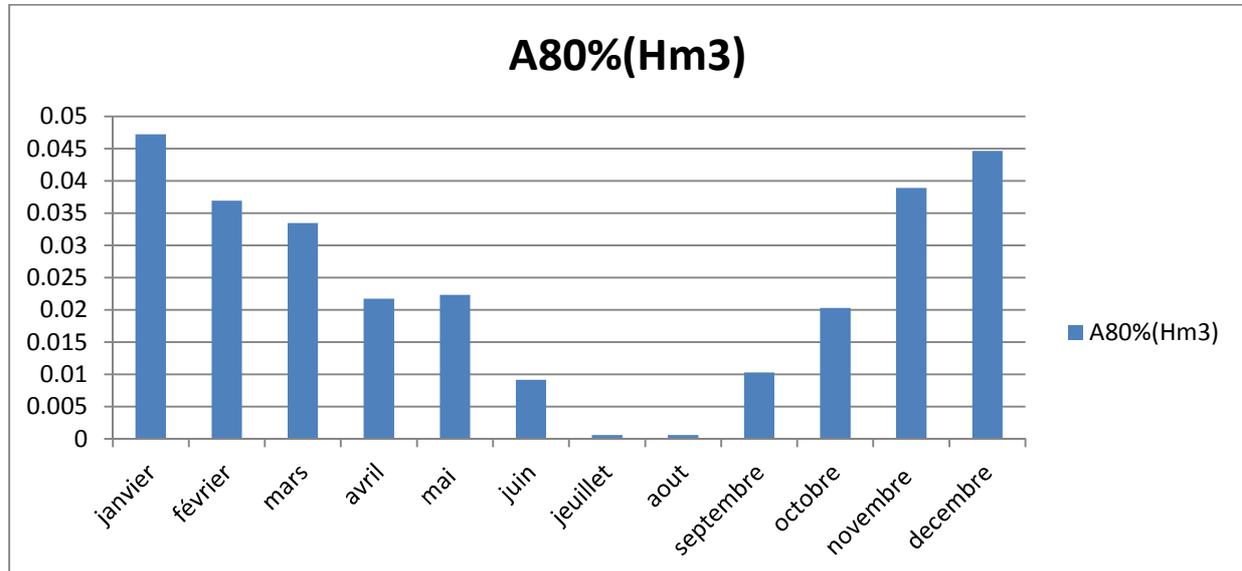
On prend une valeur d'apport moyen annuel assuré pour 8/10 ans:

$$A_{80\%} = 0.286 \text{ Hm}^3$$

Le choix se fait en fonction des besoins en eau. Notre retenue est destinée à l'irrigation.

**Tableau. II.20** : Répartition mensuelle des apports 80%.

mois	jan	fev	mars	avr	Mai	juin	juill	aout	sep	oct	nov	dec	annuelle
%	16.5	2.9	11.7	7.6	7.8	3.2	0.2	0.2	3.6	7.1	13.6	15.6	100
A(hm3)	0.11	0.08	0.07	0.05	0.051	0.021	0.001	0.00	0.024	0.047	0.09	0.103	0.663
A80%(hm3)	0.047	0.037	0.033	0.021	0.022	0.009	0.0006	0.0006	0.01	0.02	0.04	0.044	0.286



**Fig. II.18** : Représentation graphique de la répartition mensuelle des apports 80%

### III. Etude des crues :

« Selon le glossaire international d'Hydrologie (WMO, 1974), une crue est définie comme la montée, en générale brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum, cette montée

précédant la décrue généralement plus lente. » (Benoît. H; 2008).

Les paramètres définissant une crue sont :

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

La connaissance des crues est d'une importance capitale pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de protection de chantier. Pour y parvenir on a utilisé les formules empiriques vu qu'on en dispose pas d'une station hydrométrique, dans le bassin versant de chaabet thrid, et pour se référencier et mieux choisir la formule la plus adéquate, on a utilisé la station hydrométrique du bassin adjacent qui a les mêmes caractéristiques morphologique.

### III.1) calcul de la crue

Les formules utilisées sont :

- **Formule de Mallet Gauthier :**

$$Q_{\max} = \frac{2.k.\log(1+A.P_{\text{moy}}).S.\sqrt{1+4\log T - \log S}}{\sqrt{L}}$$

Avec :

$Q_{\max}$  : Débit max de la crue m<sup>3</sup>/s

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

T : Période de retour

Po : Pluie moyenne annuelle en mm.

L : Longueur du thalweg principal en Km

A et K : Coefficients en fonctions des conditions topographiques et géologiques du bassin versant (pour de petits BV au relief assez régulier, assez imperméables il est recommandé d'utiliser les valeurs respectives de A =25 et K=2).

**Tableau II.21** : récapitulatif des résultats de la formule Mallet-Gauthier

	Valeurs des débits des crues fréquentielle $Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)			
Fréquence (%)	10	4	2	1
Période de retour (ans)	10	25	50	100
$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	39.18	50.93	58.77	66.6

- **Formule d'Alexeev :**

$$Q_{\max} = 0.34 P_{tc}^{4/3}$$

Avec :

$P_{tc}$  : pluies de courtes durées correspondantes au temps de concentration en m.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.22:** Résultats obtenus par la méthode d'Alexeev.

Période de retour	10	20	50	100
Ptc (m)	33.45	36.74	45.31	48.28
Qmax% (m3/s)	36.64	41.52	54.92	59.77

- **Formule de possenti :**

$$Q_{max\%} = \frac{\mu \cdot P_{max\%} \cdot S}{L}$$

$P_{max\%}$  : Pluie maximale journalière correspondante au temps de concentration en m.

$\mu$  : Coefficient compris entre 700 et 800, on prend [ $\mu = 750$ ]

$L$  : Longueur du cours d'eau principal en Km,  $L=8.275$  Km

$S$  : Superficie du bassin versant,  $S= 13.88$  Km<sup>2</sup>

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau. II.23:** Résultats obtenus par la méthode de Possenti.

Période de retour (ans)	10	20	50	100
$P_{max\%}$ (mm)	33.45	36.74	45.31	48.28
$Q_{max}$ (m3/s)	42.08	46.22	57	60.74

**Tableau. II.24:** récapitulatif des résultats obtenus par les différentes formules.

Formules/T(ans)	10	20	50	100
Mallet gauthier	39.18	50.93	58.77	66.6
Alexeev	36.64	41.52	54.92	59.77
Possenti	42.08	46.22	57	60.74
moyenne	39.3	46.22	56.9	62.37

Tableau récapitulatif :

**Tableau II.25** : récapitulatif des résultats

Paramètres		Unité	Valeurs choisies
Apport moyen		m <sup>3</sup>	663 558
Coefficient de variation de l'apport moyen annuel	Cv	-	0,8
Apports fréquents	AEP : 95 %	m <sup>3</sup>	-
	Irrigation : 80 %	hm <sup>3</sup>	0.286
	Centennale humide : 99 %	hm <sup>3</sup>	2.43
Débit de crue	Q10	m <sup>3</sup> /s	39.3
	Q20	m <sup>3</sup> /s	46.22
	Q50	m <sup>3</sup> /s	56.9
	Q100	m <sup>3</sup> /s	62.37

### III.2) Caractéristique de la crue :

Une fois le débit de pointe connu et afin de dimensionnement l'évacuateur de crues, Il est important de connaître le temps de passage de la crue et notamment le moment de passage du pic de cette dernière. Ces caractéristiques de la crue (forme et temps de montée et de décrue) sont calculées par la méthode dite de SOKOLOVSKY.

L'hydrogramme de crue est modélisé à l'aide de deux équations paraboliques, l'une pour le temps de montée:

$$Q_t = Q_{\max} (t/t_m)^m$$

et l'autre pour la décrue:

$$Q_t = Q_{\max} ((t_d - t)/t_d)^n$$

$Q_t$  : est le débit instantané au moment  $t$ .

$t_m$  et  $t_d$  : sont respectivement les temps de montée et temps de décrue.

$m$  et  $n$  : puissances des paraboles, pour les bassins versants de petits gabarits  $m=2$  et  $n=3$ .

Le temps de montée ( $t_m$ ) est assimilé au temps de concentration ( $T_c$ ), il s'évalue selon : la relation de Giandotti :

$$t_m = \frac{1.5L + 4\sqrt{S}}{\sqrt{H_{\max} - H_{\text{moy}}}}$$

$t_m = 3$  heures

Où S et L sont respectivement la surface du bassin versant et la longueur du thalweg le plus long.

Hmax et Hmin : La différence entre les altitudes maximale et minimale.

Le temps de décrue égale:  $t_d = \gamma \cdot T_m$

$\gamma$  : étant un coefficient de forme estimé à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau :

**Tableau II.26:** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

N	Description du cours d'eau	$\gamma$
1	Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versant dénudés et faiblement perméables.	2,0 - 2,5
2	Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants boisés ou perméables,	3,0 - 4,0
3	Moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	
4	Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues.	4,0 - 7,0

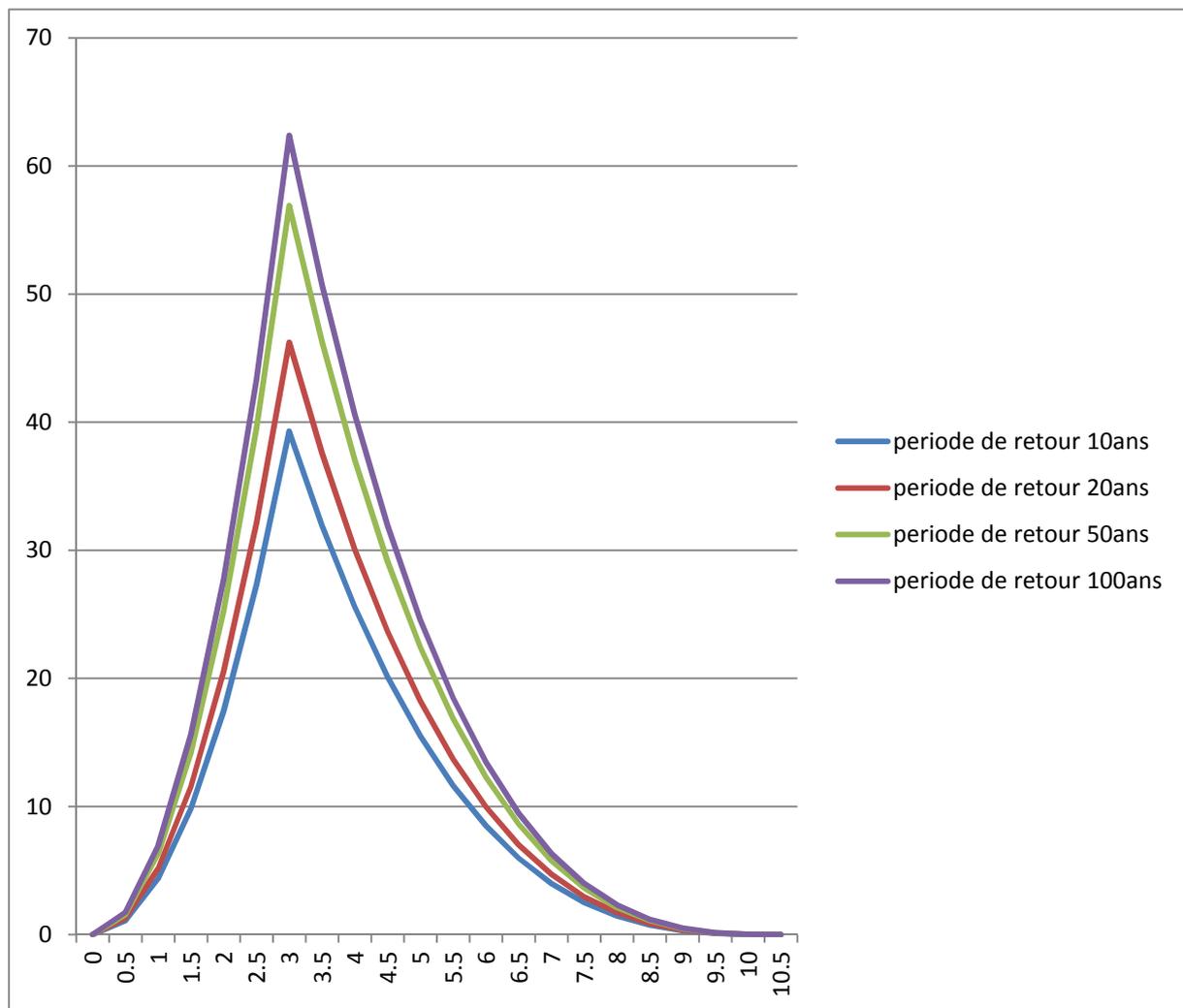
On prend :  $\gamma = 2.5$

**Tableau II.27:** Paramètre de la crue

Paramètres	Valeur	Unité
Temps de montée	3	heure
Temps de décrue	7.5	heure
m	2	-
n	3	-

Les résultats de calculs des débits de crues de différentes périodes de retour sont donnés dans l'annexe N3.

L'hydrogramme de crue des différentes périodes de retour est représenté Sur la figure suivante :



**Fig. II.19** : Hydrogramme de crues de différentes périodes de retour.

### III.3) Choix de la période de retour de la crue de projet :

#### 1. Définition :

« La crue de projet est la crue de la plus faible fréquence entrante dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur décrue, en intégrant les possibilités de laminage» (S.Francou, F. Rodier, 1967).

« La période de retour de la crue du projet est en fonction du risque intrinsèque à chaque ouvrage, conformément aux recommandations du CFGB (Comité Français des Grands Barrage) de 1997». (Géraldine Milési).

tenant compte des recommandations du comité national Australien des grands barrages qui donne la période de retour de projet à prendre en fonction des dommages causés par les crues.

Domages élevés	Domages importants	Domages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

**Tableau. II. 28** : critère de choix de la crue de projet.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée
Elevées : Perte de vie Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : Pas de perte de vie Dommages importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles : PAS de perte de vie Dommages légers.	1/1000 à 1/100

**Tableau. II. 29** : Choix de la crue

### Conclusion:

A l'aval de la retenue il y'a ni des infrastructures de très hautes importances, ni des agglomérations implantées, on ne court pas un grand risque en construisant la retenue de chaabet thrid, si son ouvrage d'évacuation n'est pas bien conçu pour le protéger. Pour cela et en tenant compte des recommandations citées si dessus, on a choisi comme crue du projet, la crue 1/100 dont le débit est de :

$$Q = 62.37 \text{ m}^3/\text{s}.$$

**IV) Apport solide :**

L'étude de l'apport solide est une étape essentielle pour déterminer le volume mort du barrage qui est un volume non exploitable, et qui croît linéairement avec la durée de vie de l'ouvrage. (Ceci n'est pas une règle applicable pour tous les barrages).

Pour y parvenir à évaluer on commence par le calcul du débit solide qui provient de l'érosion dans le bassin versant, à l'aide de :

- Analogie avec les barrages existants, localisés dans des conditions Physico géographiques similaires.
- utilisation de différentes relations empiriques.

**IV.1) Relations empiriques :**

Les relations empiriques les plus largement utilisées en Algérie sont les suivantes:

Tixeront et Gavrilovic, Certaines de ces formules expriment les résultats en t/km<sup>2</sup>/an ou ne prennent pas en considération le transport solide en charriage, dans ces cas nous considérons:

1. une densité moyenne humide de 1,3 t/m<sup>3</sup> de vase (résultat mesuré sur la retenue collinaire BS 21 – w. de Médéa).
2. un taux de charriage de 20% des sédiments en suspensions.

- **Formule de TIXERONT**

Cette relation a été calée sur la base de corrélations établies entre l'apport moyen annuel (A) et un coefficient de perméabilité ( $\alpha$ ). Les informations de base sont issues d'observations et de mesures sur les oueds algériens et tunisiens ainsi que de leurs bassins versants:

$$q_s = \alpha \times A^{0.5}$$

tel que :

$q_s$  : est l'apport solide moyen annuel (en suspension) exprimé en t/km<sup>2</sup>/an;

A : lame ruisselée exprimée en mm.

$\alpha$ : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. Pour les bassins à perméabilité moyenne à faible  $\alpha = 350$ .

- **Formule de GAVRILOVIC**

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle a été élaborée en Yougoslavie.

Elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$q_s = q_{sp} * C_{rm}$$

tel que:

$q_{sp}$  : le taux de "production" annuelle de matériaux (le charriage y compris) en m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an.

il se calcule selon la relation ci-après:

$$q_{sp} = T * P \alpha * \pi * \sqrt{Z^3}$$

Dans cette dernière  $P \alpha$  est exprimé en mm.

Z : est un coefficient d'érosion relative tabulé en fonction de la description du bassin versant, pour un terrain avec un niveau d'érosion déterminé.

T : est un coefficient thermique tel que :  $T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 0.1$

- t étant la température moyenne annuelle en degré Celsius.
- Crm: est le coefficient de rétention tenant compte des discontinuités Spatio-temporelles dans le flux des matériaux arrachés aux versants.

$$Crm = \frac{\sqrt{p \cdot \text{altmoy}}}{0.25 \cdot (L+10)}$$

où P, L, et Alt moy sont exprimés en km sont respectivement le périmètre, la longueur du thalweg principal et l'altitude moyenne du bassin versant. Dans la pratique hydrologique algérienne la relation de Gavrilovic est largement utilisée.

**Tableau.II.30:** Récapitulatif des résultats de calculs des transports solides

N°	Formule	Paramètres		Taux d'abrasion				Apports solides
		Symbôle	Valeur	Suspension	Charriage	Total	Global	
				t/km².an	t/km².an	t/km².an	m³/km².an	m³/an
1	TIXERONT:	A=	48					
		alfa=	350	625	125	750	975	13 537
2	GAVRILLOVIC:	Z=	<b>0,32</b>					
		Crm=	0,87					
		T=	1,27					
		qsp=	283	246	49	295	384	<b>5 328</b>
	<b>Valeur retenue:</b>			<b>246</b>	<b>49</b>	<b>295</b>	<b>384</b>	<b>5 328</b>

Densité = 1,3 t/m<sup>3</sup>

Les résultats de calcul du taux d'abrasion à l'aide des différentes méthodes varient de 384 à 975 m<sup>3</sup>/km².an.

Nous optons pour le taux d'abrasion obtenu par la méthode de GAVRILLOVIC.

Ainsi, l'oued THRID charrie en moyenne chaque année près de 5 330 m<sup>3</sup> de sédiments.

Ce choix est appuyé par les observations faites sur la retenue Chaabat El Kheneg qui se trouve dans la commune de Moudjbeur.

**Tableau II.32:** Caractéristique de la retenue Chaabat El Kheneg dans la commune de Moudjebour (DHW Médéa 2004).

Commune	Nom du barrage	Coordonnées			Capacité (m3)	Taux d'envasement (Tx envas) %	Durée de vie (2004) an	(Tx envas) des %	Envasement annuel moyen m3/an
		X	Y	Z					
Moudjebour	ch. EL Kheneg	512,9	295,8	946	100 000	100	17		5 882

- Le volume mort :

Le volume mort s'obtient comme suit :  $V_m = T.S.T_a$

Tel que :

T : temps d'amortissement (Durée de vie de la retenue 15 ans).

Ta : Taux d'abrasion [ $t/Km^2/an$ ].

S : superficie du bassin versant.

On trouve :  $V_m = 79920 \text{ m}^3$ .

### V. La régularisation :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimale de la retenue qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued chaabet thrid Et de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Deux types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de la demande cheptel.
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

### Répartition des besoins :

Comme la retenue est destinée uniquement à l'irrigation et le cheptel, et les demandes en eau potable seront considérées nulles.

**Tableau. II. 33 :** La repartitions annuelle de la demande

mois	Irrigation (Mm3)	Cheptel (Mm3)	Utot (Mm3)
septembre	0.019234	0.000045	0.019279
Octobre	0.011316	0.000045	0.011361
novembre	0.001495	0.000045	0.001540
Decembre	0	0.000045	0.000045
Janvier	0	0.000045	0.000045

Février	0	0.000045	0.000045
Mars	0.004809	0.000045	0.004854
Avril	0.019880	0.000045	0.019925
Mai	0.023077	0.000045	0.023122
Juin	0.016846	0.000045	0.016891
Juillet	0.009772	0.000045	0.009819
août	0.018532	0.000045	0.018577
annuel	0.124962	0.000054	0.125502

### V.1) Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes)

**Tableau. II. 33 : Régularisation saisonnière**

Mois	A80%(Mm3)	U80%(Mm3)	A-U(Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S(Mm3)
				0.079920	0.079920	
Oct	0.02	0.011361	+0.008639	0.088559	0.088559	
Nov	0.04	0.001540	+0.03846	0.127019	0.127019	
Dec	0.044	0.000045	+0.043955	0.170974	0.170974	
Jan	0.047	0.000045	+0.046955	0.217929	0.217929	
Fev	0.037	0.000045	+0.036955	0.254884	0.254884	
Mars	0.033	0.004854	+0.028146	0.28303	0.281418	0.001612
Avril	0.021	0.019925	+0.001075	0.282493	0.281418	0.001075
Mai	0.022	0.023122	-0.001122	0.280296	0.280296	
Juin	0.009	0.016891	-0.007891	0.272405	0.272405	
juillet	0.0006	0.009817	-0.009217	0.263188	0.263188	
août	0.0006	0.018577	-0.017977	0.245211	0.245211	
Sep	0.01	0.019279	-0.009279	0.235932	0.235932	

$$V_s = 0.204185, \quad V_d = 0.045486$$

On remarque que l'excédent d'eau est plus grand que la déficience donc :

$$V_u = V_d = 0.045486 (\text{Mm}^3).$$

#### a) Régularisation saisonnière (tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation
- Pertes par infiltration

- **Pertes par évaporation :**

Nous avons :  $V_{evp} = S * E_{vp}$

$V_{evp}$  : volume perdu à cause de l'évaporation en Hm<sup>3</sup>

$E_{vp}$  : Evaporation mensuelle en mm

$S$  : Surface du plan d'eau km<sup>2</sup>.

- **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration dans notre cas est donné par :

$$V_{inf} = 1\% V_{moy} \quad \text{avec : } V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$$

$V_{inf}$  : Volume perdu à cause de l'infiltration en Hm<sup>3</sup>.

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

## V.2) Régularisation interannuelle (tenant compte les pertes)

**Tableau. II. 34 :** Régularisation interannuelle

Mois	$V_{rf,i}$ Mm <sup>3</sup>	$V_{moy}$ Mm <sup>3</sup>	$S_{moy}$ Km <sup>2</sup>	$E_s$ mm	$V_{inf}$ Mm <sup>3</sup>	$V_{evp}$ Mm <sup>3</sup>	PI (Mm <sup>3</sup> )	A (Mm <sup>3</sup> )	U (Mm <sup>3</sup> )	A-PI-U Mm <sup>3</sup>	$V_{rf}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{ri}$ (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
	0.079920										0.0799 2	0.0799 2	
Oct	0.088559	0.084 2	0.029	99.2	0.00084	0.003	0.0038	0.02	0.0113 6	0.0049	0.0848 2	0.0848 2	
Nov	0.127019	0.107 8	0.034	59.49	0.001078	0.002	0.0031	0.04	0.0015 4	0.0354	0.1202 2	0.1202 2	
Dec	0.170974	0.149 0	0.041	43.73	0.00149	0.001 7	0.0033	0.044	0.0000 5	0.0407	0.1609 2	0.1609 2	
Jan	0.217929	0.194 5	0.048	34.49	0.001945	0.001 6	0.0036	0.047	0.00005	0.0433	0.2042 2	0.2042 2	
Fev	0.254884	0.236 4	0.054	38.76	0.002364	0.002 0	0.0045	0.037	0.0000 5	0.0325	0.2367 2	0.2044 7	0.032 25
Mars	0.28303	0.269 0	0.059	67.31	0.00269	0.004 0	0.0067	0.033	0.0048 5	0.0215	0.2259 7	0.2044 7	0.021 5
Avrl	0.282493	0.282 8	0.061 3	92.81	0.002828	0.005 7	0.0085	0.021	0.0199 3	-0.0074	0.1970 7	0.1970 7	
Mai	0.280296	0.281 4	0.061 1	135.5	0.002814	0.008	0.0111	0.022	0.0231 2	-0.0122	0.1848 7	0.1848 7	
Juin	0.272405	0.276 4	0.060 4	175.5	0.002764	0.011	0.0134	0.009	0.0168 9	-0.0213	0.1635 7	0.1635 7	
Jul	0.263188	0.267 8	0.058 7	239.2	0.002678	0.014	0.0167	0.0006	0.0098 2	-0.0259	0.1376 7	0.1376 7	

Aout	0.245211	0.254 2	0.057	212.7	0.002542	0.012	0.0147	0.0006	0.0185 8	-0.0326	0.1050 7	0.1050 7	
sep	0.235932	0.240 6	0.055	158.2	0.002406	0.008 8	0.0111	0.01	0.0192 8	-0.0204	0.0846 7	0.0846 7	

D'après le tableau(1) on a :  $V_s=0.1783 \text{ Mm}^3$   $V_d = 0.1198 \text{ Mm}^3$

On remarque que l'excédent d'eau est plus grand que la déficit donc :

$$V_u = V_d = 0.1198 \text{ (Mm}^3\text{)}$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.07792 + 0.1198 \longrightarrow V_{NNR} = 0.19772 \text{ (Mm}^3\text{)}$$

Pour la détermination des surfaces correspondantes aux apports mensuelles, ainsi que pour procéder aux calculs du bilan d'eau, on a utilisé les caractéristiques topographiques de la retenue :

1) La courbe hauteur volume :

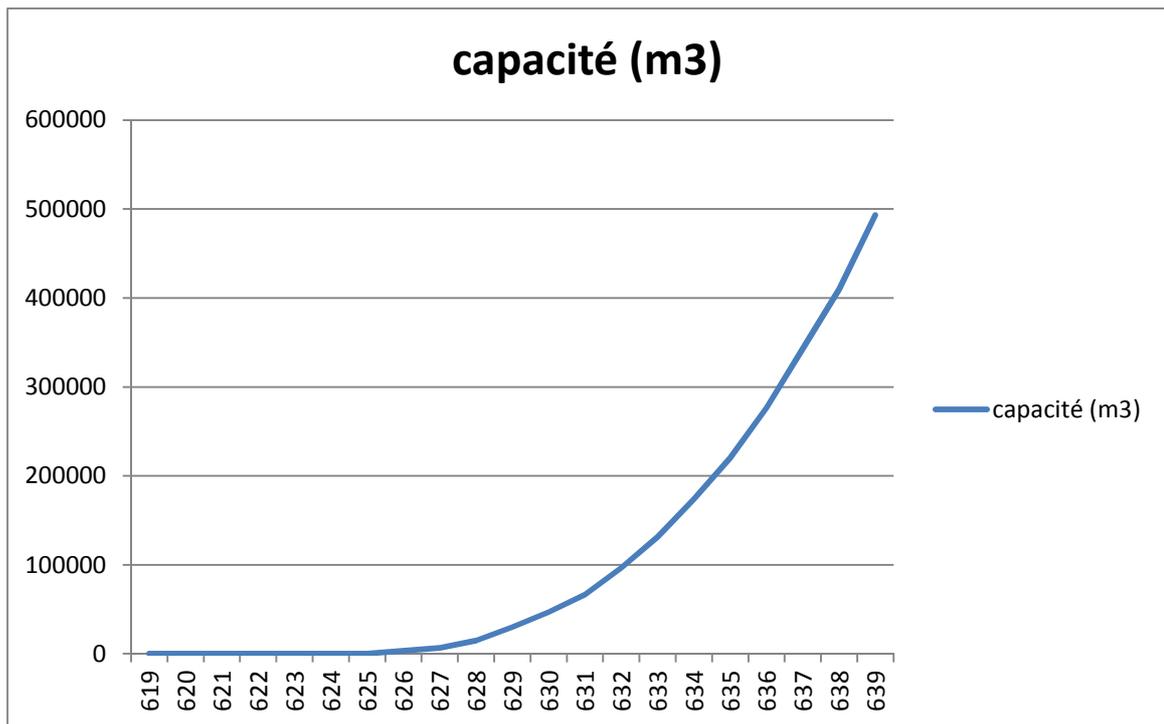


Fig. II.20 : courbe hauteur volume.

## 2) La courbe hauteur surface:

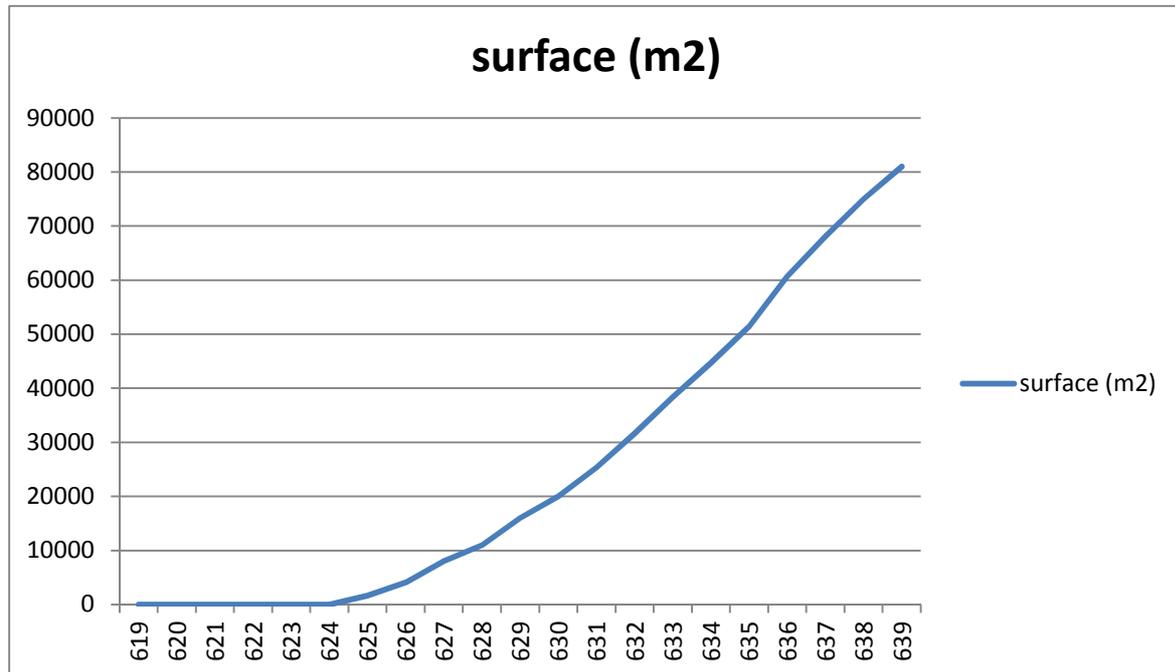


Fig. II.21 : courbe hauteur surface.

Tableau.II.35: Caractéristiques topographiques de la retenue

altitude (m)	capacité(m3)	surface(m2)
624	0	0
625	0	1666
626	3333	4066
627	6666	8000
628	15000	11000
629	30000	16000
630	46666	20000
631	66666	25300
632	96666	31666
633	131666	38333
634	173333	44666
635	220000	51350
636	276666	60666
637	343333	68064
638	410000	75000

Les données disponibles en sortie du bilan sont :

- la hauteur d'eau dans la digue
- la surface potentiellement irrigable à partir des eaux accumulées dans la retenue.

À partir de cette dernière, la capacité totale et la capacité utile de la retenue sont calculées grâce à la courbe hauteur-capacité-surface (HCS) ainsi que le niveau de retenue normale des eaux. La courbe HCS est déduite des résultats des travaux topographiques de la cuvette.

**Conclusion :**

Grâce à cette étude, nous avons déterminés toutes les caractéristiques du barrage que nous résumons comme suit :

**Tableau.II.36:** Caractéristiques de la retenue

Volume utile (m <sup>3</sup> )	119800
NNR ( m)	634.25
NVM ( m)	631.48
Volume mort ( m <sup>3</sup> )	79920

**VI. Laminage des crues :**

Parmi tous les risques d'accidents qui menacent l'existence des barrages en matériaux locaux, la submersion de la digue est la plus dangereuse.

Ce phénomène cause une rupture rapide des barrages qui est due aux fortes crues. Pour éviter une telle catastrophe, le laminage des crues est nécessaire.

On appelle laminage d'une crue, la diminution du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels. Par ailleurs, le laminage est l'amortissement d'une crue avec une diminution de son débit de pointe et l'étalement de son volume dans le temps.

L'effet de laminage de crues dépend de la forme de l'hydrogramme des crues entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuateur de crue et de la forme de la retenue.

Le mécanisme de laminage se traduit par l'équation de bilan suivante :

$$Qdt = qdt \pm Sdh$$

où, Q ; débit entrant de la crue,

q ; débit déversé;

S ; la surface de la cuvette

Le débit cumulé à l'instant t est égal à:  $Q - q = \pm S \cdot (dh/dt)$

dh/dt : Vitesse de remplissage (ou de montée) de la retenue.

Le principe de calcul d'optimisation repose sur deux paramètres essentiels : la crue de projet et la charge au-dessus du déversoir.

**VI.1) Le volume de la crue de projet :**

Le volume de la crue de projet est déterminé sur la base d'une crue de projet de période de retour de 100 années (Fréquence 1%).

Pour un débit de crue de **62.37** m<sup>3</sup>/s, le volume de crue serait de 1319494m<sup>3</sup>.

**VI.2) La charge au-dessus du déversoir :**

La charge au-dessus du déversoir est fonction de sa largeur, elle est calculée à partir de l'expression:

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Où :

b : est la largeur du déversoir

m : le coefficient de débit (0,48 pour un seuil déversant)

Hi : la charge d'eau sur le seuil.

Une fois ces deux paramètres définis, les calculs sont effectués pour différentes largeurs de déversement envisagées.

Le calcul de laminage est effectué en faisant varier à la fois la charge au-dessus du déversoir et sa largeur, jusqu'à obtention de la même valeur du débit laminé.

### VI.3) La méthode de kotcherine :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé graphoanalytique qui se base sur les principes suivants :

- l'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle et l'hydrogramme d'évacuation est assimilé à un triangle.
- 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 crue.

Dans notre cas on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :  $q_{\max} = Q_{\max}(1 - V_f/V_{cr})$  avec  $V_{cr} = 0.5Q_{\max} * T$ .

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

L'estimation de la charge au-dessus du réservoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

Hd(m)	PHE(m)	V(phe) Mm3	Vforcé(m3)	Q lam(m3/s)	b=5(m)	b=10(m)	b=15(m)	b=20(m)	b=25(m)
0	634.25	182 638	0	62.37	0	0	0	0	0
0.25	634.5	185022	2 384	62.2984	1.33125	2.6625	3.99375	5.325	6.65625
0.5	634.75	199065	16 427	61.8767	3.765343	7.53068722	11.2960308	15.0613744	18.826718
0.75	635	212496	29 858	61.4734	6.917377	13.8347558	20.7521337	27.6695117	34.5868896
1	635.25	227512	44 874	61.0225	10.65	21.3	31.95	42.6	53.25
1.25	635.5	239495	56 857	60.6627	14.88382	29.767655	44.6514824	59.5353099	74.4191374
1.5	635.75	250391	67 753	60.3355	19.56529	39.1305986	58.695898	78.2611973	97.8264966
1.75	636	274845	92 207	59.6012	24.65509	49.3101901	73.9652851	98.6203801	123.275475
2	636.25	282485	99 847	59.3718	30.1227	60.2454978	90.3682466	120.490996	150.613744
2.25	636.5	308011	125 373	58.6053	35.94375	71.8875	107.83125	143.775	179.71875

**Tableau II.37 :** Calcul de laminage ( Kotcherine)

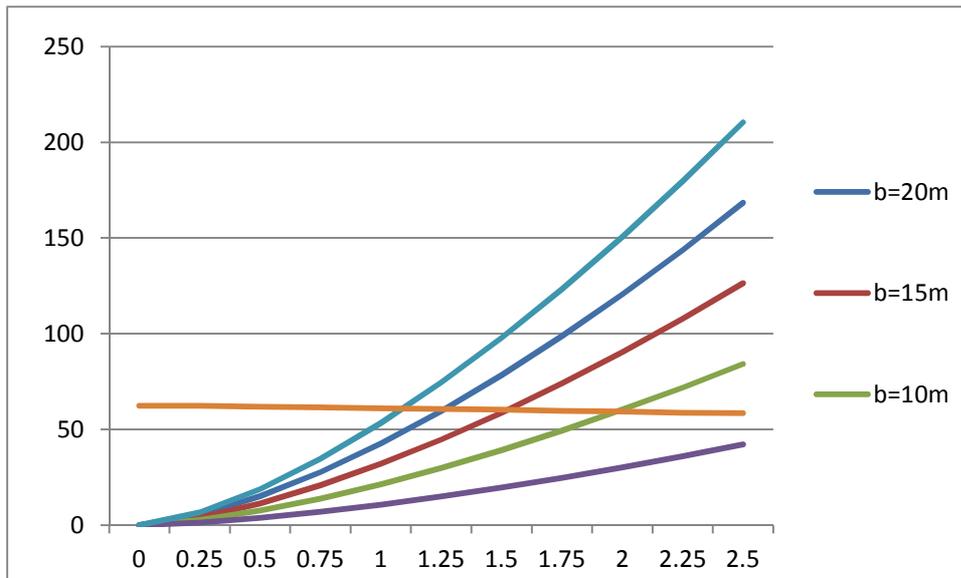


Figure 22 : Laminage de la crue (KOTCHERINE)

#### VI.4) la méthode de Hildenblat :

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel :  $Q_{p\%} = f(t)$ .
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue :  $V = f(H)$ .
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au-dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé ( $q$ ) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovski pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{\max p\%} = 0.85 Q_{p\%} * \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right)$$

Avec :

$V_{(cp\%)}$  : Volume de la crue de probabilité  $P\%$ .

$V_f$  : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

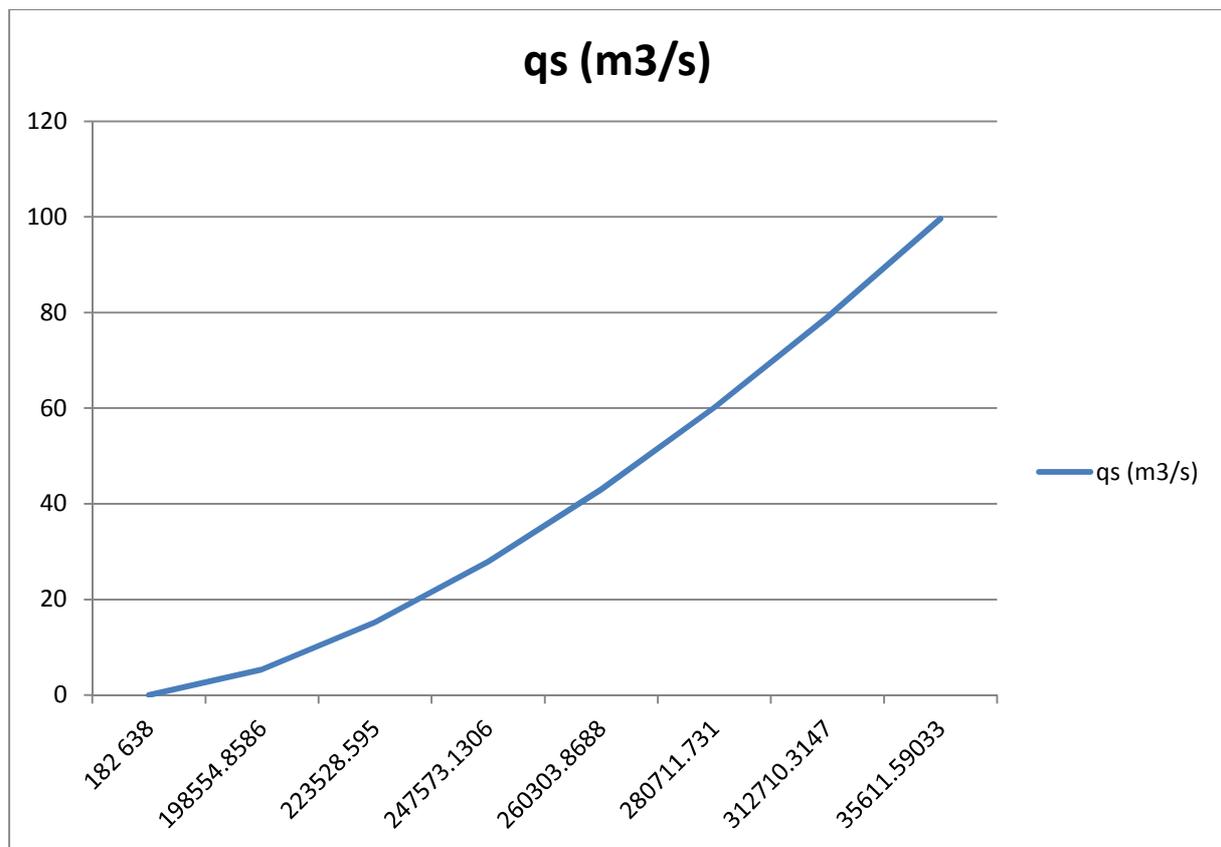
$$V_f = (0.05 \div 0.2) V_{(cp\%)}$$

Maintenant on a les valeurs des paramètres  $V_f$ ,  $V_{cp\%}$ , et  $Q_{p\%}$ , on peut calculer le débit maximum à évacuer  $q_{\max p\%}$ .

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

cote(m)	Hd(m)	qs(m3/s)	1/2qsDt	V(Mm3)	v+1/2qsDt
934.25	0	0	0	182 638	182 638
934.65	0.4	5.37941377	34.8586013	198520	198 555
935.05	0.8	15.2152798	98.5950133	223430	223 529
935.45	1.2	27.9522539	181.130605	247392	247 573
935.85	1.6	43.0353102	278.86881	260025	260 304
936.25	2	60.1436744	389.73101	280322	280 712
936.65	2.4	79.0609132	512.314717	312198	312 710
937.05	2.8	99.6281373	645.59033	34966	35 612

**Tableau. II. 38.** Volumes et débit déversant



**Fig.II.23 :** Courbe des débits déversants

Disposant des courbes suivantes, on procède au laminage proprement dit :

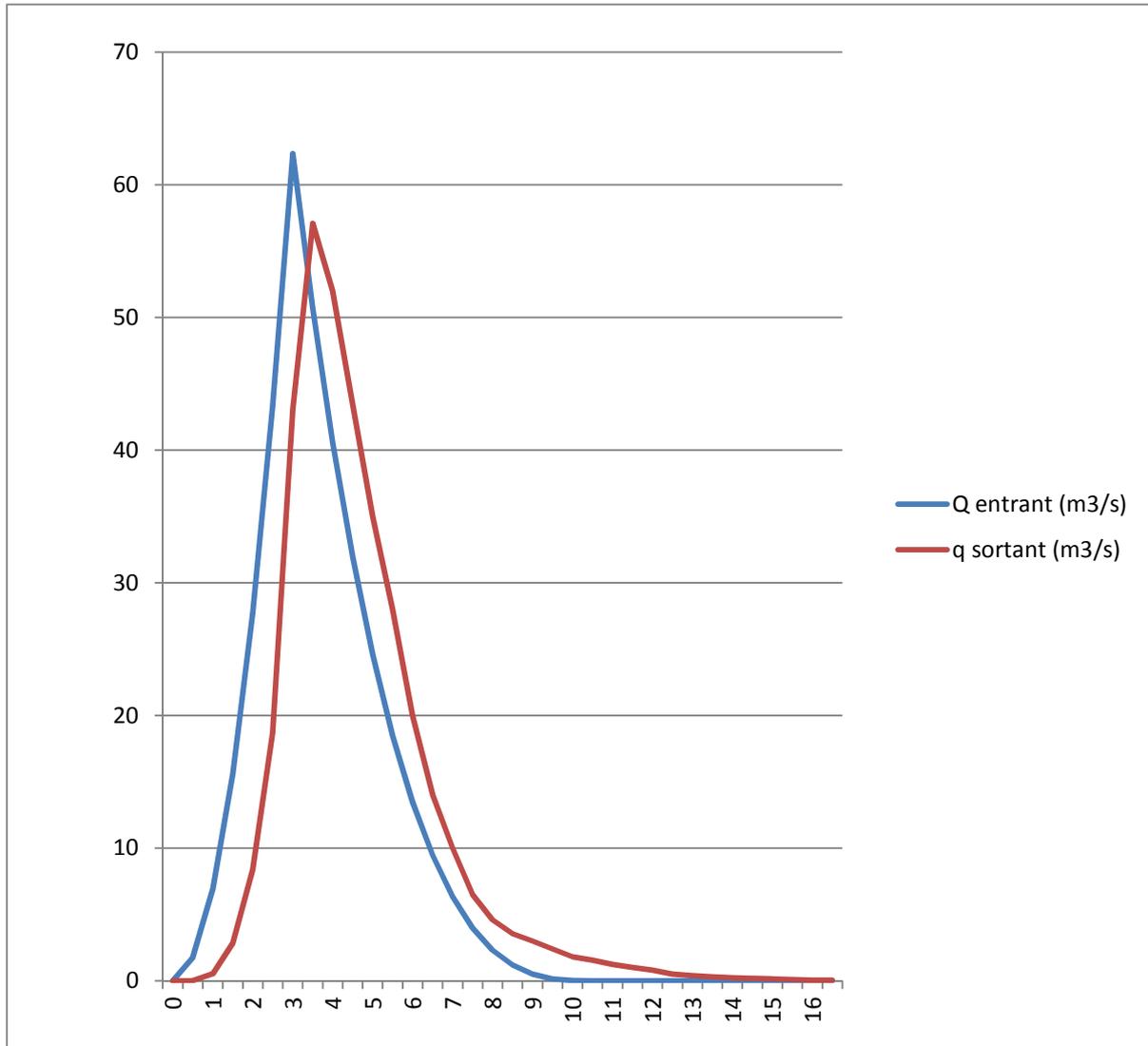
- $Q=f(t)$ .
- $V=f(H)$ .
- $q=f(V+\frac{1}{2}q * Dt)$ .

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Pour :  $b=10m$

temps (h)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Qmoy(m <sup>3</sup> /s)	(Qmoy-qs)	(Qmoy-qs)Dt	v+1/2qDt	q(m <sup>3</sup> /s)
0	0	0	0	0	0	0
0.5	1.7325	0.86625	0.86625	1559.25	182 638	0
1	6.93	4.33125	3.80125	6842.25	184 197	0.53
1.5	15.5925	11.26125	8.42125	15158.25	191 040	2.84
2	27.72	21.65625	13.26625	23879.25	206 198	8.39
2.5	43.3125	35.51625	16.84625	30323.25	230 077	18.67
3	62.37	52.84125	9.74125	17534.25	260 400	43.1
3.5	50.70912	56.53956	-0.56044	-1008.792	277 935	57.1
4	40.60056	45.65484	-6.34516	-11421.288	276 926	52
4.5	31.93344	36.267	-7.133	-12839.4	265 504	43.4
5	24.59688	28.26516	-6.73484	-12122.712	252 665	35
5.5	18.48	21.53844	-6.46156	-11630.808	240 542	28
6	13.47192	15.97596	-4.02404	-7243.272	228 912	20
6.5	9.46176	11.46684	-2.53316	-4559.688	221 668	14
7	6.33864	7.9002	-2.0998	-3779.64	217 109	10
7.5	3.99168	5.16516	-1.33484	-2402.712	213 329	6.5
8	2.31	3.15084	-1.44916	-2608.488	210 926	4.6
8.5	1.18272	1.74636	-1.80364	-3246.552	208 318	3.55
9	0.49896	0.84084	-2.15916	-3886.488	205 071	3
9.5	0.14784	0.3234	-2.0766	-3737.88	201 185	2.4
10	0.01848	0.08316	-1.71684	-3090.312	197 447	1.8
10.5	0	0.00924	-1.54076	-2773.368	194 356	1.55
11	0	0	-1.23	-2214	191 583	1.23
11.5	0	0	-1	-1800	189 369	1
12	0	0	-0.8	-1440	187 569	0.8
12.5	0	0	-0.5	-900	186 129	0.5
13	0	0	-0.4	-720	185 229	0.4
13.5	0	0	-0.3	-540	184 509	0.3
14	0	0	-0.24	-432	183 969	0.24
14.5	0	0	-0.18	-324	183 537	0.18
15	0	0	-0.14	-252	183 213	0.14
15.5	0	0	-0.1	-180	182 961	0.1
16	0	0	-0.06	-108	182 781	0.06
16.5	0	0	-0.04	-72	182 673	0.04
17	0	0	0	0	182 638	0

**Tableau. II. 39 :** Le calcul de laminage (Hildenblat)



**Fig. II.24 :** Hydrogramme de débit entrant et sortant

**VII) Etude d’optimisation :**

Pour cette étude comparative, on a déterminé les hauteurs et les volumes de remblais du barrage en fonction de chaque hauteur déversée qui correspondent à une largeur de déversoir spécifique. Le choix des dimensions optimales du déversoir consiste à minimiser le coût du barrage et de déversoir.

$b_{dev}$ (m)	NNR (m)	$H_{dev}$ (m)	R(m)	$H_{brg}$ (m)	m1 amont	m2 aval	$B_{crête}$ (m)
5	634.25	3.03	1.2	18.83	3	2.5	7.16
10	634.25	1.9	1.2	17.7	3	2.5	7
15	634.25	1.45	1.2	17.25	3	2.5	6.85

**Tableau. II. 40 :** Récapitulatif des résultats

Les tableaux suivants montrent les volumes de remblais de chaque barrage et évacuateurs de crues et leurs couts.

**I.1) Calcul le cout de la digue :**

b (m)	Vdigue (m3)	Prix unit (da)	Cout (da)
5	76919.1142	850	65381247.1
10	71750.7838	850	60988166.2
15	69775.7	850	59309345

**Tableau. II. 41 :** Cout de la digue.

**VII.2) Calcul de cout de l'évacuateur de crues :**

**VII.2.1) Le déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profil creager, Celui-ci s'adapte mieux à phénomènes hydrauliques dangereux (Cavitation, dépression.....), pouvant engendrer des dégâts Importants et provoquant a la suite l'instabilité de l'ouvrage.

Le volume du déversoir sera donc :  $V_{dev}=S.L$

S : section transversale (m<sup>2</sup>)

L : largeur déversante (m)

En fixant le mètre cube du béton a vingt-cinq mille dinars le court de déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau .II.42 :** cout de déversoir.

b (m)	Vdév (m3)	Prix unit (da)	Cout Déversoir (da)
5	49.28	32000	1576960
10	98.55	32000	3153600
15	147.83	32000	4730560

**VII.2.2) Le coursier :**

b (m)	largeur du coursier (m)	S(coursie) (m <sup>2</sup> )	L (coursier) (m)	V(coursier) (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire(DA)	Cout de coursier(DA)
5	1.95	0.49	64.3	31.51	32000	1008224
10	3.9	0.98	64.3	63.01	32000	2016320
15	5.85	1.46	64.3	93.88	32000	3004160

**Tableau. II. 43 :** Cout de coursier

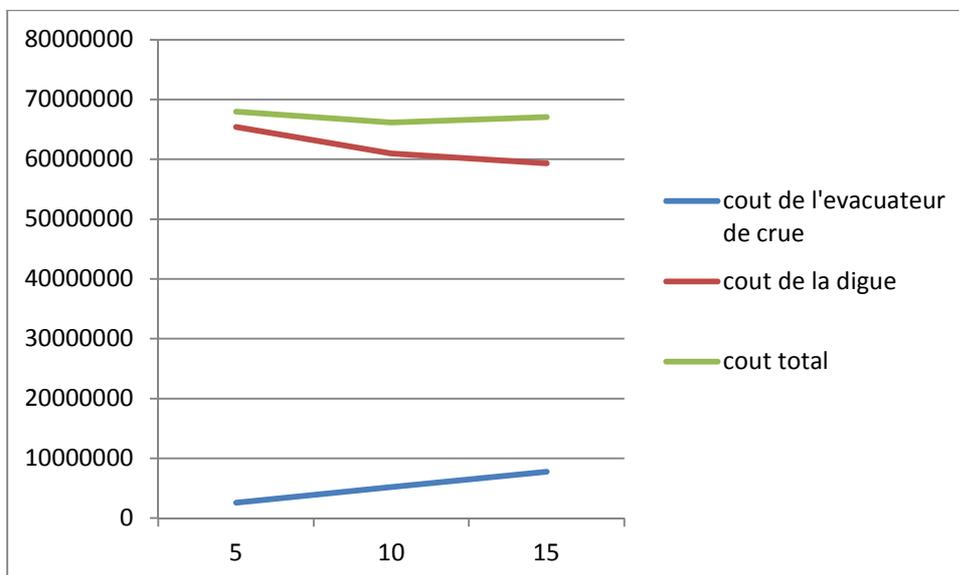
**VII.3) cout total :**

b (m)	Cout de la digue (DA)	Cout de déversoir (DA)	Cout de coursier (DA)	Cout Total(DA)
5	65381247.1	1576960	1008224	67966431.1
10	60988166.2	3153600	2016320	66158086.2
15	59309345	4730560	3004160	67044065

**Tableau. II.44.cout total**

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure 14, la largeur déversante donnant le cout minimum est 10m.

Donc la hauteur du barrage 18m. et le niveau de la crête 637.65m.

**Fig.25** : variation des différents couts en fonction de la largeur de déversoir**Conclusion :**

Selon l'étude de laminage de crues par la méthode de kotcherine et l'étude technicoéconomique pour le dimensionnement du déversoir (sécurité et économie) et la reconstitution de l'hydrogramme de crue laminée, nous obtenons les résultats suivants :

- Le débit laminé :  $QL = 57.1 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Largeur du déversoir :  $b = 10 \text{ m}$ .
- Temps de base :  $T_b = 17 \text{ heures}$  (crue laminée).
- Hauteur déversée :  $H_d = 2 \text{ m}$ .

# Chapitre III

Etude des variantes

## INTRODUCTION

Les barrages sont par définition, des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de fortes crues. Ils présentent par ailleurs la caractéristique d'être affectés à différentes fonctions.

Au cours du temps, la technique, des barrages s'est bien entendu développée et des progrès sensibles ont été réalisés en ce qui concerne, entre autres, le mode d'exécution et la sécurité. Le nombre et la hauteur des ouvrages de retenue n'ont donc pas cessé de croître.

Les matériaux généralement utilisés pour la construction des barrages sont des sols naturels meubles ou des enrochements (barrage en remblai) et béton (barrages poids, voûte, à contrefort) ou compacté au rouleau (barrage- poids).

Il existe donc plusieurs profils d'ouvrages selon les matériaux choisis, qui doivent être disponibles en quantité suffisante à proximité des sites.

Critères d'évaluation d'un aménagement à accumulation :

En générale, les critères d'évaluation d'un aménagement sont les suivants :

- Technique : est-ce que les objectifs purement techniques peuvent être atteints par un aménagement ?
- Economique : est-ce que les bénéfices en cas de réalisation d'un aménagement sont supérieurs à ceux qui en cas de renoncement au projet ?
- Financier : est ce que les moyens financiers sont suffisants (pendant la Construction d'un aménagement et lors de son exploitation)?
- Politique : est-ce que le projet est soutenu par les instances politiques et les Populations concernées ?
- Sociétal : est ce que les utilisateurs potentiels peuvent tirer profit de ce projet ?
- Environnemental : est-ce que l'impact du projet sur l'environnement et l'utilisation du territoire est défendable ?

Le choix de ce type de barrage se fait en fonction du type de sol de la fondation et la

disponibilité des matériaux de construction qui se trouvent à proximité de l'ouvrage.

#### I) Les variantes à choisir :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du Site et du type de barrage à implanter.

L'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée car ce type de vallée conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai.

D'autre part, la nature, la résistance, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant constituent un ensemble de facteur permettant la détermination du type de barrage à implanter.

Après considération de ces aspects plusieurs types de barrages en terre restent possibles, seulement les conditions économiques et la disponibilité des matériaux permettent de départager les solutions.

Pour notre cas, les conditions topographiques, géologiques, géographiques et géotechniques, permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, nous avons donc trois types de variantes :

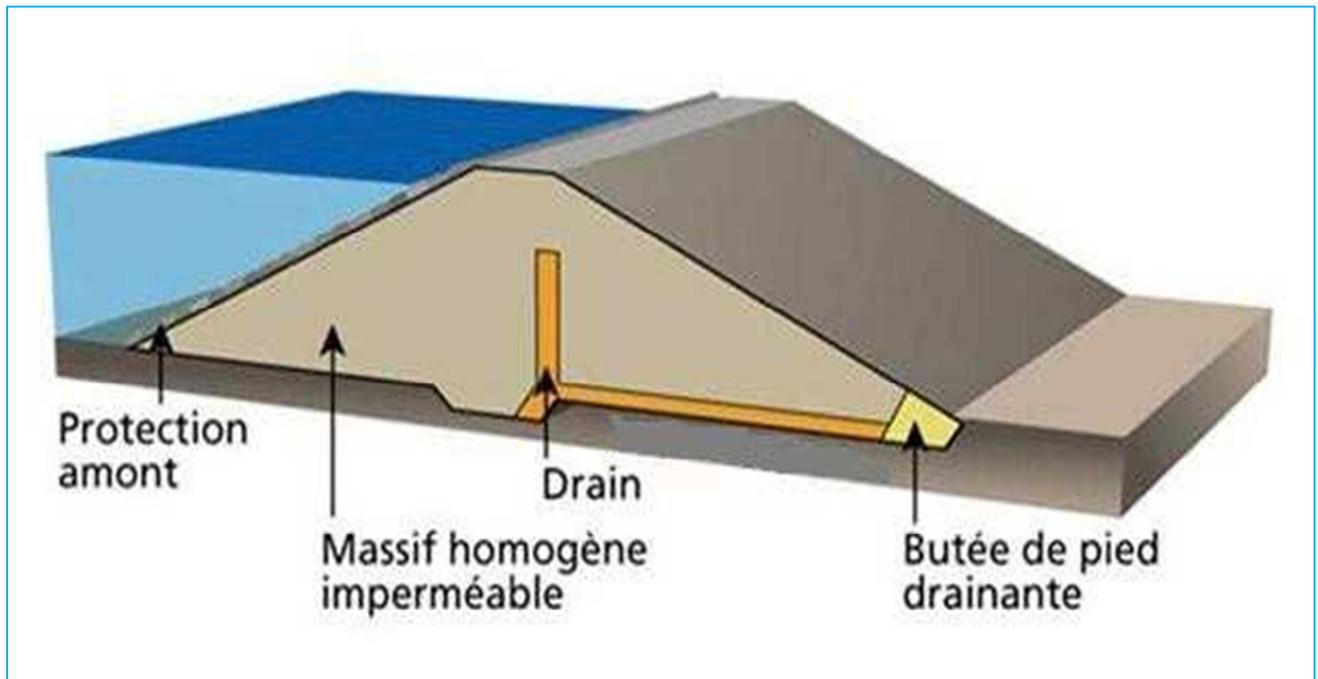
- Type 1: barrage homogène (Argile).
- Type 2: barrage à zones avec noyau central en argile.
- Type 3: barrage en enrochement avec masque amont en géo-membrane.

#### • **Barrage homogène :**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont.

Pour la réalisation d'un tel barrage il est nécessaire de disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables. Un drain vertical placé au centre de la digue peut constituer une solution très efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, il est donc constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

Fig. III.1 : Barrage homogène.



- **Barrage à zones avec noyau central en argile :**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones (Fig. III.3), dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

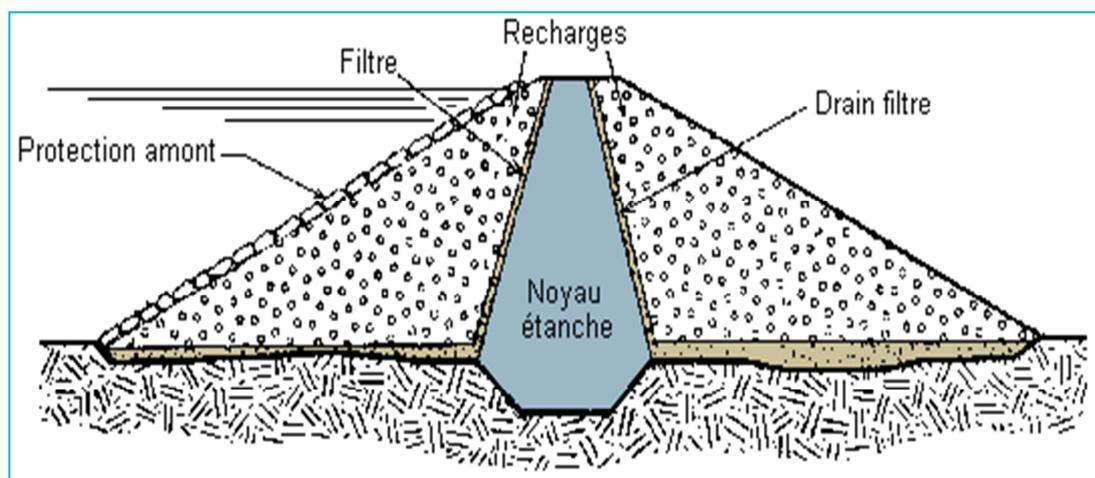


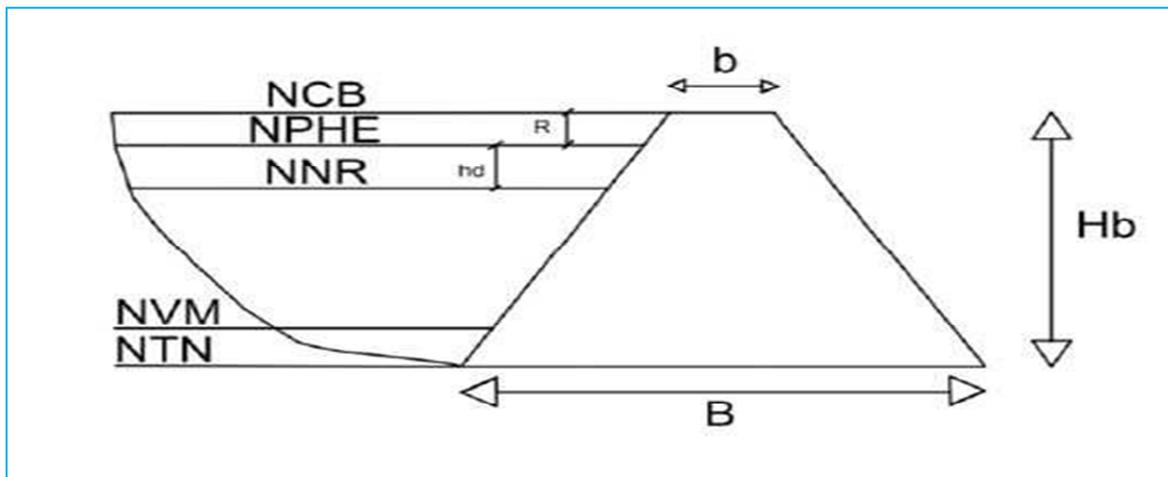
Fig. III.2 : Barrage zoné.

- **Barrage en enrochement avec masque amont en géo-membrane :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés tel que le manque de matériaux convenables (argile), difficulté de mise en œuvre (ancrage de noyau), dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont en géo-membrane qui est placée plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

## II) Dimensionnement de la digue:

Le profil général d'une digue est représenté dans la figure ci-après :



**Fig. III.3** : Profil d'une digue

Avec:

- $NNR$  : niveau normal de la retenue.
- $NPHE$ : niveau des plus hautes eaux.
- $NCB$ : niveau de la crête du barrage.
- $NVM$ : niveau du volume mort.
- $NTN$ : niveau du terrain naturel.
- $H_b$ : hauteur du barrage.
- $B$  : largeur du barrage.
- $H_d$  : hauteur d'eau déversée.
- $R$ : la revanche.

### II.1) Calcul de la revanche:

C'est une marge de sécurité qui permet que les vagues ne submergent la digue, elle est en fonction de :

- La hauteur des vagues.
- Vitesse de vent.

Pour le calcul de la revanche on utilisera les formules suivantes :

- **Formule de STENVENSON et GAILLARD**

La revanche minimale est donnée par la relation:

$$H_r = H + \frac{V^2}{2g}$$

où:  $H$  est la hauteur des vagues estimée à l'aide de la formule empirique de STEVENSON en [m]:

Pour :  $F < 18\text{km}$

$$H = 0.76 + 0.3 \sqrt{F} - 0.26^4 \sqrt{F}$$

F : Fetch.

V : étant la vitesse de propagation des vagues vers le haut calculée selon l'expression

$$\text{GAILLARD : } V = 1.5 + 0.67H$$

Longueur de la retenue (Fetch) F =	0,43	Km
Hauteur des vagues H =	0,75	m
Vitesse de propagation des vagues V =	2,00	m/sec
Hauteur de la revanche Hr =	0,95	m

• **Formule de MALLET et PAQUANT**

La relation donnant la revanche est de la forme :

$$Hr = H + V^2/2g$$

$$H = 0.5 + 1/3 \sqrt[3]{F}$$

$$V = 1.5 + 2H$$

Longueur de la retenue (Fetch) F =	0,43	Km
Hauteur des vagues H =	0,72	m
Vitesse de propagation des vagues V =	2,94	m/sec
Hauteur de la revanche Hr =	1,16	m

• **Formule simplifiée**

Le calcul de la revanche par la formule simplifiée est donné comme suit :

$$Hr = 1 + 0.3 \sqrt{F}$$

F : étant le Fetch(Km)

Longueur de la retenue (Fetch) F =	0,43	Km
Hauteur de la revanche Hr =	1,20	m

Une fois les calculs effectués par les trois méthodes, la valeur maximale est adoptée pour la revanche. Dans la pratique, la valeur de la revanche doit être supérieure à 1 m. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

formule	revanche
Stevenson et Gaillard	0.95
Mallet et Pacquant	1.16
Simplifiée	1.20
La revanche à adopter tenant compte du tassement est	1.20

**Tableau. III.1** : Résultats de calcul de la revanche.

Nous optons donc pour une revanche de **1,20 m**.

La cote de la crête serait donc,  $Cr = 636,50 + 1,20 = 637,70$  m.

### II.2) La hauteur du barrage :

La formule de la hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = (N_{NR} - N_{TN}) + H_{der} + R$$

$$H_b = 14,56 + 2 + 1,2$$

$$H_b = 18 \text{ m.}$$

### II.3) Largeur en crête :

Cette largeur doit assurer une sécurité contre les risques de submersion et la circulation des engins pour la construction et l'entretien.

La largeur en crête adoptée correspond à la valeur maximale obtenue par les quatre méthodes. Sinon la valeur minimale de 3 mètres est adoptée.

La crête sera renforcée par un revêtement constitué de mélange de gros graviers bitumineux.

Afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies, une pente de 2% de part et d'autre à partir de l'axe de la crête est à réaliser (JURAVLEV, 1966 TCHOUGAEV, 1975 et VOLKOV, 1978).

La largeur en crête du barrage est calculée par les différentes formules suivantes :

**Tableau III.2** : Résultats de calcul de largeur de crête

Les formules	Bc (m)	Bc (m)
Knappen	$1,65\sqrt{Hb}$	7,00
Preece	$1 + 1,1\sqrt{Hb}$	5,67
Simplifiée	$3,6\sqrt[3]{Hb} - 3$	6,43
Pratique	$5/3\sqrt{Hb}$	7,00
La largeur minimale préconisée pour l'exploitation		3,00

Nous optons donc pour une largeur en crête de 7,00 m.

### II.4) La longueur en crête :

Elle est obtenue par mesure sur les plans topographiques, elle est de : 145,00 m

**II.5) Pente des talus:**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations :

**Tableau. III.3** : Pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	aval
3à5	Homogène	2.5	2
	Zonée	2	2
5à10	Homogène à granulométrie étendue	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2
	Zonée	2	2
10à20	Homogène à granulométrie étendue	2.5	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2.5
	Zonée	2.5	2.5
>20	Homogène à granulométrie étendue	3	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3.5	2.5
	Zonée	3	3

En ce qui concerne les bermes, le choix s'effectuera en fonction de la hauteur du barrage, dans notre cas on travaillera avec les talus qui correspondent à une hauteur comprise entre 10m et 20m car  $H_b = 18$  m.

Nous optons: Fruit amont :  $m_1 = 3,0$       Fruit aval  $m_2 = 2,5$

**II.6) La largeur de la base :**

Elle est exprimée comme suit :  $B = b + (m_1 + m_2) * H_b + bc$   
 $B = 112$  m

**III) Etude économique de chaque variante :**

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante.

**III.1) Barrage homogène :**

- **Recharge (argile) :**

Pour le calcul du volume total de chaque type de digue, la retenue a été sectionnée en plusieurs tronçons, afin de pouvoir calculer le volume de chaque tronçon, pour calculer le volume total du retenue.

Section	H	b	S	Si+1	Xi	V(m3)
1	3	23.5	0	45.75	8.5	194.44
2	8	51	45.75	232	13.26	1841.48
3	13	78.5	232	555.75	17.34	6829.79
4	18	112	555.75	1017	21.5	16907.06
5	18	112	1017	1017	24	24408
6	13	78.5	1017	555.75	28.4	22333.05
7	8	51	555.75	232	14.77	5817.53
8	3	23.5	232	45.75	11	1527.63
9	0	7	45.75	0	6.23	142.51

**Tableau. III.4 :** Volume de recharge (Argile).

$$V_{tot} = 71750.7838m^3.$$

- **Matériaux de protection :**

Matériaux de protection	unité	Quantité
Enrochement	$m^3$	1876
Gravier	$m^3$	4249.4
Sable	$m^3$	852.4
Produit asphaltique	$m^3$	245

**Tableau. III.5.** Volume de matériaux de protection

Pour le calcul du cout total du barrage homogène en argile, on se baser sur la formule suivante

$$P = V_{tot} * \text{Prix unitaire}$$

Prix unitaire des terres = 850 DA

Prix unitaire d' enrochement = 1050 DA

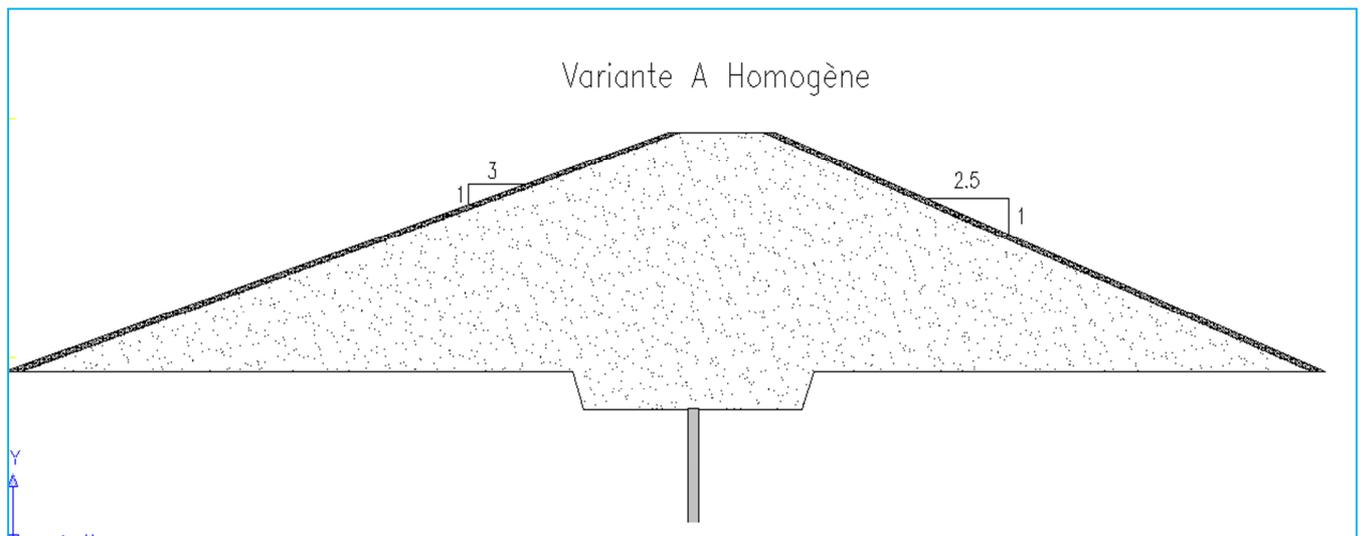
Prix unitaire de sable = 650 DA

Prix unitaire de gravier = 650 DA

Prix unitaire de Produit asphaltique = 1500 DA.

$$P = 71750.7838 * 850 + 1876 * 1050 + (4249.2 + 852.4) * 650 + 245 * 1500$$

$$P = 66310156.23(\text{DA}).$$



**Fig.III.4** : coupe transversale de variante A

### III.2) Barrage zoné (variante B) :

Ce type de barrage en remblai est une solution largement répandue. Le barrage comporte deux corps d'appui amont aval qui garantissent la stabilité du noyau central situé entre les deux, lequel constitue l'élément étanche.

- **Dimensionnement du noyau central :**

Talus amont :  $n_1 = 0.4$

Talus aval :  $n_2 = 0.4$

Les talus sont en fonction de la perméabilité de l'argile qui est  $K_n = 10^9$  m/s.

La hauteur du noyau :  $h_n = NPHE + 1$  si  $hr < 1$  et  $h_n = NPHE + hr$  si  $hr > 1$

Nous avons trouvé précédemment que  $h_v = 0.75$  m

$$h_n = 16.81 + 1 = 17.81 \text{ m}$$

#### Calcul de la largeur du noyau :

$$h_n/10 < b_n < h_n/6$$

$$1.781 < b_n < 2.97$$

On prendra donc :  $b_n = 2.9$  m.

Pour le calcul du volume du noyau on procédera comme pour le calcul du volume du barrage homogène, les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

**Tableau. III.6** : Résultats de calcul du volume du noyau central.

section	h	Hi=hi-0.5	B	Si	Si+1	X	V (m3)
1	3	2.5	4.9	0	9.75	8.5	41.44
2	8	7.5	8.9	9.75	44.25	13.26	358.02
3	13	12.5	12.9	44.25	98.75	17.34	1239.81
4	18	17.5	16.9	98.75	173.25	21.5	2827.25
5	18	17.5	16.9	173.25	173.25	24	4158
6	13	12.5	12.9	173.25	98.75	28.4	3862.4
7	8	7.5	8.9	98.75	44.25	14.77	1056.06
8	3	2.5	4.9	44.25	9.75	11	297
9	0	0	2.9	9.75	0	6.23	30.37
						Somme	13870.35

Le prix du noyau est calculé comme suit :

$P = V_{\text{tot}} \times \text{Prix unitaire}$

Prix unitaire= 850 Da  $P = 13870.35 \times 850$

$P = 11789797.5 \text{ DA.}$

- **Calcul du volume de la recharge :**

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

talus amont :  $m_1 = 2.5$

Talus aval :  $m_2 = 2.5$

Le volume de la recharge est calculé comme suit :

$V_{\text{recharge}} = V_{\text{total du barrage}} - V_{\text{noyau}}$

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

**Tableau. III.7** : Volume d'un barrage homogène en enrochement.

Section	H	b	S	Si+	Xi	V(m3)
1	3	22	0	43.5	8.5	184.88
2	8	47	43.5	216	13.26	1720.49
3	13	72	216	513.5	17.34	6324.77
4	18	103	513.5	936	21.5	15582.13
5	18	103	936	936	24	22464
6	13	72	936	513.5	28.4	20582.9
7	8	47	513.5	216	14.77	5387.36

8	3	22	216	43.5	11	1427.25
9	0	0	43.5	0	6.23	135.50
					Somme	73809.28

$$\text{Vrecharge} = 73809.28 - 13870.35 = 59938.93$$

Alors :

$$\text{Vrecharge} = 73809.28 - 13870.35$$

$$\text{Vrecharge} = 59938.93 \text{ m}^3$$

$$\text{Prix unitaire de la recharge} = 1050 \text{ DA.}$$

$$P = 59938.93 * 1050 = 62935876.5 \text{ DA.}$$

- **Matériaux de protection :**

Matériaux de protection	unité	Quantité
Enrochement	$\text{m}^3$	1876
Gravier	$\text{m}^3$	4249.4
Sable	$\text{m}^3$	1232.4
Produit asphaltique	$\text{m}^3$	245

**Tableau. III.8 :** Volume de matériaux de protection

$$\text{Prix unitaire d'enrochement} = 1050 \text{ DA}$$

$$\text{Prix unitaire de sable} = 650 \text{ DA}$$

$$\text{Prix unitaire de gravier} = 650 \text{ DA}$$

$$\text{Prix unitaire de Produit asphaltique} = 1500 \text{ DA.}$$

$$\text{Pm.de protection} = 1876 * 1050 + (4249.4 + 1232.4) * 650 + 245 * 1500$$

$$\text{Pm.de protection} = 5900470 \text{ (DA).}$$

$$P_{\text{tot}} = P_{\text{enrochement}} + P_{\text{noyau}} + P_{\text{m.de protection}}$$

$$P_{\text{tot}} = 62935876.5 + 11789797.5 + 5900470$$

$$P_{\text{tot}} = 80626144 \text{ (DA).}$$

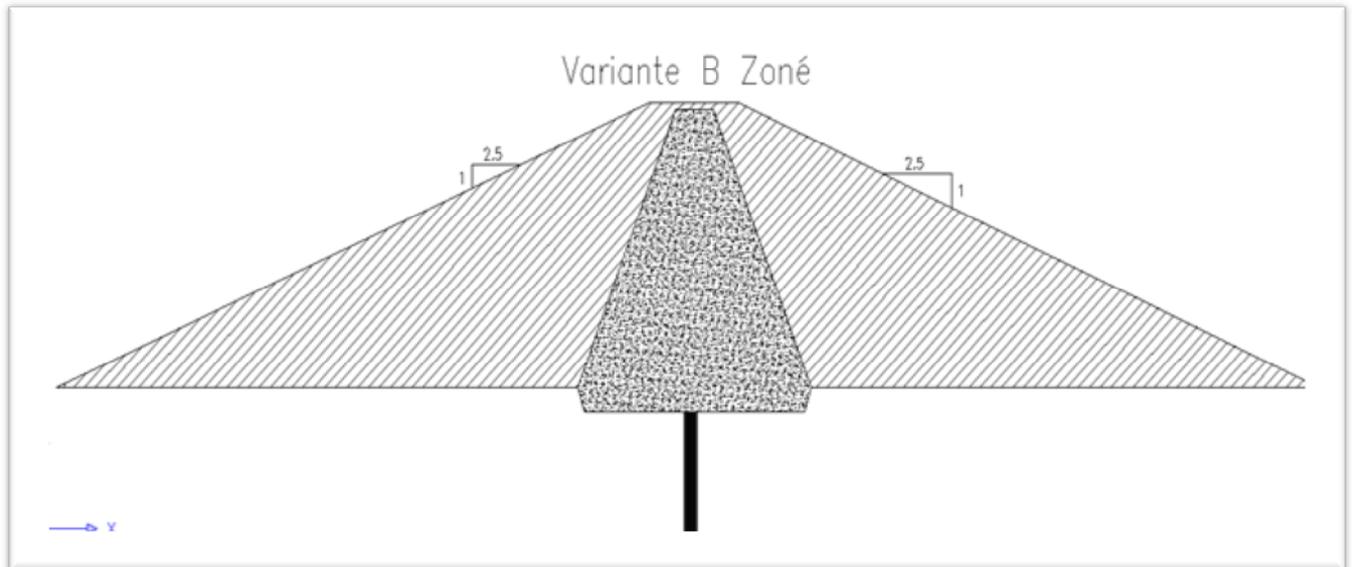


fig. III.5 : coupe transversale de la variante B.

### III.3) Barrage en enrochement avec masque amont en géo-membrane :

Dans le cas d'une quantité insuffisante de matériaux pour la réalisation d'un noyau argileux, la solution d'un élément étanche sous forme de masque amont plaqué sur le parement peut être envisagée. Par ailleurs, le remblai se trouve en totalité en dehors de l'influence de l'eau de la retenue.

Volume du barrage en enrochement étendu :

Le volume total de la digue est calculé de la même manière que le barrage zoné, Le tableau ci-dessous représente les résultats obtenus :

Tableau. III.9 : Volume du barrage en enrochement

on	hi	B	Si	Si+1	Xi	V(m3)
1	3	20.5	0	41.25	8.5	175.31
2	8	43	41.25	200	13.26	1599.49
3	13	65.5	200	471.25	17.34	5819.74
4	18	88	471.25	855	21.5	14257.19
5	18	88	855	855	24	20520
6	13	65.5	855	471.25	28.4	18832.75
7	8	42	471.25	200	14.77	4957.18
8	3	20.5	200	41.25	11	1326.88
9	0	0	41.25	0	6.23	128.49
					Somme	67617.03

Prix enrochement =  $v_{tot} * 1050 = 70997881.5$  (DA).

Pour le calcul du masque amont la surface du barrage en amont a été décomposée en différente section :

$$S_i = \frac{m_1 \cdot (h_i + h_{i+1}) \cdot X_i}{2}$$

$$\Sigma S_i = 31.88 + 182.33 + 455.18 + 833.13 + 1080 + 1100.5 + 387.71 + 151.25 + 23.36$$

$$S_{\text{total}} = 4245.34 \text{ m}^2$$

prix du masque amont en géo-membrane est de 1900 da/m<sup>2</sup>.

$$\text{Pétanchéité} = 8066146 \text{ DA.}$$

Alors le prix total du barrage en enrochement avec masque amont en géo-membrane est :

$$P_{\text{total}} = \text{Prix étanchéité} + \text{Prix enrochement}$$

$$P_{\text{total}} = 8066146 + 70997881.5$$

$$P_{\text{total}} = 79064027.5 \text{ DA}$$

#### IV) Choix de de la variante :

En général le choix de la variante se fait selon les critères techniques, économiques et surtout selon la disponibilité des matériaux.

**Tableau. III.10:** Tableau comparatif des prix de différentes variantes.

Type de barrage	Prix totale (DA)
Barrage homogène	66310156.23
Barrage zoné	80626144
Barrage en enrochement avec masque amont	79064027.5

#### Conclusion :

D'après l'étude économique des variantes nous avons trouvé que le barrage le moins cher est le barrage homogène à fort pourcentage d'argile, et comme la quantité d'argile disponible sur le terrain est suffisante pour la réalisation du barrage. Donc nous avons opté cette variante « barrage homogène

# Chapitre IV

Etude de la variante retenue

**Traduction :**

En se basant sur les résultats obtenus, et sur les critères technico-économiques dans le chapitre précédent, la solution adoptée est un barrage en terre homogène. La recharge sera composée de sols qui se trouvent dans les zones d'emprunt. (Voir étude géologique, chapitre I).

**I. Conception de la digue :****I.1. Dimensionnement de la digue :****a) Calcul de la revanche :**

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et le niveau des plus hautes eaux.

La valeur trouvée dans le précédent chapitre est :

$$R = 1.2 \text{ m}$$

**b) Largeur en crête :**

La largeur en crête du barrage est calculée en fonction de la hauteur du barrage  $H_b$  où :

$$H_b = (NNR - NTN) + H_{dev} + R.$$

$$H_b = 18 \text{ m}$$

La largeur en crête du barrage est calculée par les différentes formules suivantes :

**Tableau. IV.1 :** Résultats de calcul de la largeur en crête.

Les formules	Bc (m)	Bc (m)
Knappen	$1.65\sqrt{H_b}$	7.00
Preece	$1 + 1.1\sqrt{H_b}$	5.67
Simplifiée	$3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$	6.43
Pratique	$\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$	7.00
La largeur minimale préconisée pour l'exploitation	-	3.00

Nous optons donc pour une largeur en crête de 7,00 m.

**c) La longueur en crête du barrage :**

La longueur en crête est déterminée à partir de la projection de la digue (Voir le plan d'aménagement).  $L = 145 \text{ m}$ .

**d) Les bermes :**

Sur le talus amont est prévue une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus [1].

Pour protéger les talus aval de l'érosion due aux ruissellements des pluies et de la fonte des neiges, il est nécessaire de prévoir une berme.

Les bermes amont et aval sont prévus à mi-hauteur.

c'est-à-dire: Cote de la berme =  $619,69 + (18/2) = 628,69 \text{ m}$

La largeur de la berme est de 3,0 m. La berme aval doit avoir une pente dans le sens du talus amont de 3%. A l'extrémité de la berme aval dans le sens du talus amont est conçu un collecteur des eaux de ruissellement.

#### e) Protection des talus :

Pour le talus amont, le phénomène de renard provoquant la résurgence des eaux de saturation.

En tout état de cause, la protection des talus est en fait indispensable, pour remédier aux effets des vagues et aux actions atmosphériques, on peut utiliser les revêtements en pierres ou béton armé.

Dans notre cas, la protection en pierres est la plus indiquée de point de vue économique, et de souplesse élevée qui lui permet de garder ses propriétés de protection en cas de tassement du barrage.

#### Détermination de l'épaisseur de la protection :

L'épaisseur de l'enrochement est fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues.

$$e = c \times v^2$$

Avec :

e : épaisseur de l'enrochement en m.

v : vitesse de propagation des vagues,  $v = 2$  m/s.

c : coefficient qui dépend des pentes des talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement.

Le coefficient C est obtenu à partir du tableau suivant :

**Tableau. IV.2 :** valeur du coefficient C.

Pente des talus	Valeur de C pour différentes poids spécifique		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.8$
1/12	0.027	0.022	0.020
1/4	0.027	0.024	0.022
<b>1/3</b>	0.028	<b>0.025</b>	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Nous obtiendrons la valeur de :  $e = 0.1$  m

Epaisseur de l'enrochement D50 par la méthode de l'US Army :

Le tableau suivant donne l'épaisseur de l'enrochement D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues :

**Tableau. IV.3 :** épaisseur de l'encrochement D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues	Epaisseur minimal de la couche d'encrochement (m)	D 50 min (m)
0-0.30	0.30	0.20
0.30-0.62	0.40	0.25
0.62-1.20	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

Dans notre cas:  $0.6 < hv < 1.2$

Alors :

$$e = 0.45\text{m} \text{ et } D50_{min} = 0.30\text{m}$$

D'après les résultats obtenus par les deux méthodes on opte pour la valeur de :  $e = 0.4 \text{ m}$ .

## II. Etude d'infiltration :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y'a toujours l'infiltration d'eau causée par la charge hydraulique créée par l'eau emmagasinée à l'amont de la digue. Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérés sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence d'effet renard.

L'étude d'infiltration nous permet de déterminer :

- La ligne de saturation du barrage.
- La zone d'émergence.
- L'emplacement du système de drainage.
- Le calcul du débit d'infiltration.

### a) Principe de calcul :

La ligne de saturation est la ligne au long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant, la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont particulièrement dangereuse. Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$Y^2 + Y_0^2 - 2XY = 0$$

$$D'où : Y_0 = \sqrt{X^2 + Y^2} - X$$

x, y : les coordonnées de parabole aux conditions limites : x=d et y=ham

ham : la hauteur d'eau en amont en m.

d : largeur à la base. d=Bn-0.7b en m.

b : projection horizontale de NNR en m.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY

on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

Calcul de y0 :

$$Y_0 = \sqrt{d^2 + ham^2} - d$$

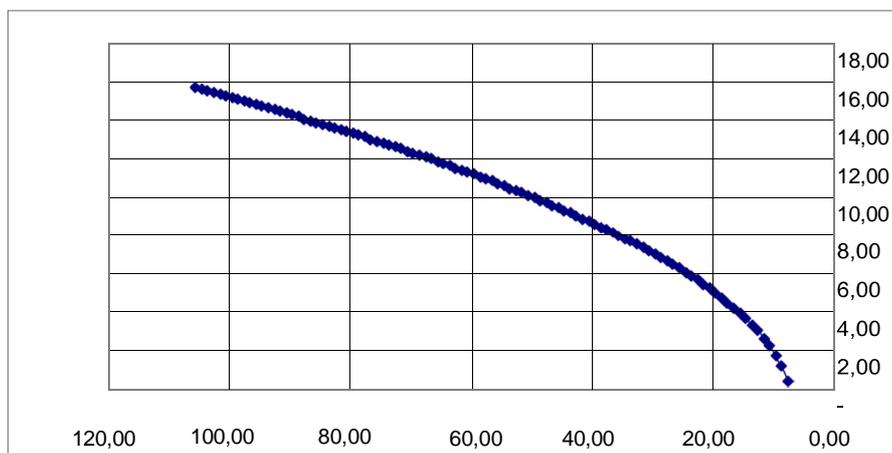
$$Y_0 = \sqrt{75.48^2 + 14.56^2} - 75.48$$

$$Y_0 = 1.39$$

Les coordonnées de la parabole de KOZENY sont dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.4.** coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Y(m)	1.3892	5.4525	7.5848	9.2374	10.636	11.871	12.989	14.019	14.977	15.878	16.55



**Figure IV.1 :** Tracé de la parabole de KOZENY.

**b) Calcul du débit de fuite:****b.1) digue :**

L'expérience a montré que pour un massif homogène et isotrope et en première approximation, on peut utiliser la formule suivante :  $q=K*Y_0$

ou :

$q$  : débit de fuite.

$K$  : coefficient de perméabilité ( $2.9*10^{-8}$ m/s).

$q=4.03*10^{-8}$  (m<sup>3</sup>/s/ml).

$q=0.0034$  (m<sup>3</sup>/j/ml).

**b.2) Fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par loi de Darcy :

$$q=K.I.A$$

avec :

$K$  : coefficient de perméabilité ( $K=3,2.10^{-8}$  m/s).

$$I = \frac{H_e}{L_b}$$

$H_e$ =charge de la retenue=14.56 mce.

$L_b=106.05$ m :l'emprise du barrage).

$A$  :section d'infiltration par unité de longueur.  $A=T.l$

$T=3.5$ m profondeur du sol de fondation perméable).

D'où :  $q=K.I.T$

AN :  $q=1,54. 10^{-8}$ m<sup>3</sup>/s/ml.

$q= 0.0013$  m<sup>3</sup>/j/ml.

Débit total d'infiltration:  $Q_{tot} = Q_d+Q_f = 0.0047$ m<sup>3</sup>/j/ml.

**C) Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :****c.1) dispositif d'étanchéité :**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{DH}{6n} < I_{adm}$$

$DH$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$6n$  : épaisseur moyen de la digue.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible, on le détermine a partir du tableau suivant :

**Tableau IV-05 :Classification des barrages**

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100$ m	$H_b > 50$
II	De 50 a 100m	De 25 a 50m
III	De 20 a 50m	De 15 a 25m
IV	$H_b < 20$ m	$H_b < 15$ m

Notre barrage appartient a la classe III

**Tableau V.06 : Gradient admissible a travers le remblai terreux**

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$I_{adm}=1.8$  ;  $DH=14.56m$  ;  $6n=53m$  ;

$I=0.27 < 1.8$  donc:  $I < I_{adm}$

Donc la résistance a l'infiltration du sol du barrage est assurée.

### c.2) Fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifié si et seulement si la condition suivante est vérifié :  $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$

avec :

$I_{cr}$  : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation.

Il est donné par le tableau suivant :

**Tableau.IV.07** :Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	III
Argile compactée	1.08
Limon	0.54
Sable moyen	0.48
Limon sableux	0.34
Sable fin	0.26

$K_s$  :coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de Barrage d'après le tableau suivant :

**Tableau.V.08** :Détermination de coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
$K_s$	1.25	1.20	1.15	1.10

$I_f$  :gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule

suivante :  $I_f = \frac{DH}{L+0.88Tc'}$

$Tc'$  :profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondatio.

$Tc'=3.5m$

$H$  :charge d'eau ( $H=14.56m$ ).

$L$  :longueur a la base du barrage ( $L=106.05m$ )

On a donc :  $I_f=0.04$

La fondation est en argile ce qui donne ( $I_{cr}=1.08$ )

Notre barrage appartient à la classe (III) ce qui donne ( $K_s=1.15$ ).

On a donc :  $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0.94$

Ce qui nous donne  $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$  donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

#### D) les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolation d'eau dans le corps du barrage. il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si il est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée.

ces matériaux sont disposés en bandes, cheminé (drain verticale). ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire. leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

##### D.1) Tapis drainant :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation ci-dessous :

$$L_t = 0.33 * B$$

B : la largeur à la base du barrage  $B=106$  m.

$$L_t = 35.35 \text{ m.}$$

L'épaisseur du tapis drainant est donnée par la formule ci-dessous  $e_t = e_d + e_f$

Avec :

$e_d$  : l'épaisseur de drain, elle est prise égale à 30cm

$e_f$  : l'épaisseur du filtre, elle est prise égale à 30cm

d'où :

$$e_t = 60 \text{ cm.}$$

##### D.2) Le drain de pied :

Afin d'éviter la sortie des eaux d'infiltrations et assurer la stabilité talus aval de la digue contre l'érosion, nous prévoyons un prisme de drainage au pied aval de la digue qui permet le rabattement de la ligne de saturation. Le prisme de drainage sera constitué d'enrochement. La transition entre le matériau des recharges et du prisme de drainage sera assurée par une couche de gravier de 30 cm. Les coefficients de talus amont et aval du prisme sont respectivement de 1/1,5 et 1/2.

La crête du prisme de drainage sera arasée à la cote 623,69 m dictée par le niveau d'eau aval.

La largeur de la crête du prisme est prise égale à 3,00 m.

##### D.3) Le drain vertical :

Vu la hauteur de la digue ( $H=18$ m), on prévoit un drain vertical placé au centre de la digue pour intercepter les eaux d'infiltration. Ce drain est constitué d'un rideau de 1,00 m de largeur en matériau grossier.

La crête du rideau sera calée à la cote 634,25m (NNR).

L'eau de percolation interceptée par ce drain sera évacuée par un drain-tapis filtrant.

**III) Calcul des filtres :**

Les filtres sont constitués de deux couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fins depuis le drain vers le massif, assurant ainsi la transition entre le drain et les éléments fins des terrains drainés.

Dans un ensemble filtrant, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

Un filtre ne doit ni colmater ni se dégrader par entrainement de ses éléments. on désigne par  $D_p$  et  $d_p$  les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

-selon la condition de TERZAGUI, une couche filtrant sous les pierres est indispensable si :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$D_{15}=20\text{mm}$  (enrochement) diamètre des particules à 15%.

$d_{85}=16.50\text{mm}$  : (Gravier) Diamètre des particules à 85%.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{16.5} = 1.21 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée donc malgré ça, on doit prévoir une couche de préparation, c'est-à-dire une couche de sable de 20cm.

**a) Vérification du contact remblai, recharge (gravier) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$D_{15}$  : diamètre des particules des recharges (gravier).

$d_{85}$  : diamètre des particules du corps du remblai (argile).

$D_{15}=0.4\text{mm}$ ,  $d_{85}=0.06\text{mm}$ .

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.4}{0.06} = 6.66 > 4$$

Donc il est nécessaire de prévoir un filtre inversé c'est-à-dire une couche de sable de 20cm.

**b) Détermination de la granulométrie du filtre :**

$$D'_{15} = (3-4).d_{85} = (3-4)0.06$$

Avec :  $d_{85} = (0.18-0.24)$ ,

$D_{15}=0.20\text{mm}$ .

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne Satisfaction de la condition.

$D'_{15}$  : varie entre  $(0.14-0.4)$  mm.

**c) Vérification de la condition de l'absence de phénomène de renard, Dans le filtre choisi.**

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D'_{15}}{D'_{17}} > 0.32 \sqrt[6]{UF} (1+0.05UF) \frac{n}{1-n}$$

UF : coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$UF = \frac{D'_{60}}{D'_{10}} = \frac{1.2}{0.18} = 6.67$$

$D'_{5}=0.12\text{mm}$  et  $D'_{17}=0.25\text{mm}$

$$n = n_0 - 0.1 \log(UF)$$

$$n_0 = 0.45$$

$$n = 0.45 - 0.1 \log(6.67) \rightarrow n = 0.32$$

$$\frac{D'_{5}}{D'_{17}} > 0.32 \sqrt[6]{6.67} (1 + 0.05(6.67))^{\frac{0.32}{1-0.32}} = 0.27$$

$$\frac{D'_{5}}{D'_{17}} = 0.48 > 0.27$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

#### d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{UF}) \cdot K_n$$

Ou  $K_f$  : coefficient de perméabilité du filtre  $10^{-6}\text{m/s}$ .

$K_n$  : coefficient d'infiltration de remblai de la digue  $10^{-7}\text{m/s}$ .

$$(2 + \sqrt[6]{6.67}) 10^{-7} = 3.35 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \quad K_f > 1,14 \cdot 10^{-9} \text{ m/s.}$$

### VI) Etude de stabilité :

#### Stabilité des talus :

Le calcul de stabilité des talus a pour objet de vérifier les fruits des parements adopté initialement en pré-dimensionnement.

Fruit du talus amont  $m_1 = 3$

Fruit du talus aval  $m_2 = 2,5$

Sur la base d'une étude de stabilité, il est vérifié que ces pentes présentent réellement une sécurité suffisante.

#### VI.1) Méthode de Bishop :

La méthode de Bishop, très fréquemment employée, suppose que les efforts agissant sur les deux faces d'une tranche ont une composante verticale constante. Le calcul du coefficient de sécurité correspondant à un cercle de glissement donné se fait alors par approximations successives. Ensuite on cherche parmi tous les cercles possibles, celui qui donne le coefficient de sécurité le plus faible.

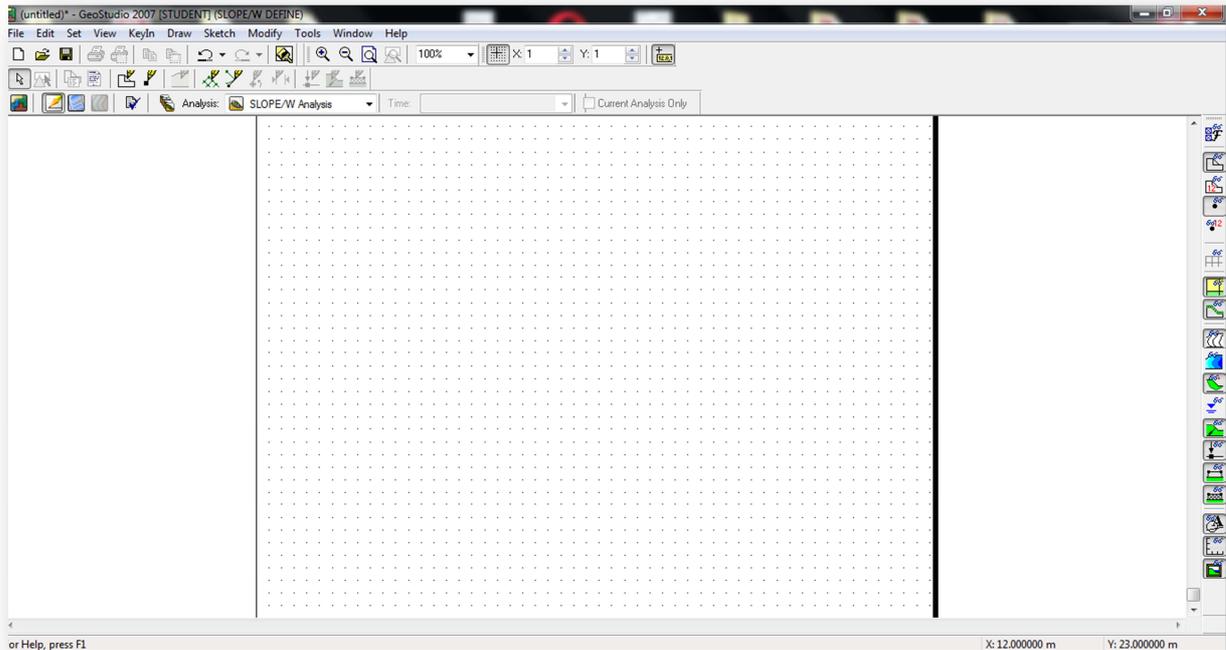
Les coefficients de sécurité normalement exigés sont les suivants :

1. En fin de construction à retenue vide  $F_s = 1.2$
2. A retenue pleine pour le talus aval  $F_s = 1.5$
3. En vidange rapide pour le talus amont  $F_s = 1.2$

**IV.2) Calcul des coefficients de stabilité :**

Le calcul de stabilité des talus de la retenue de CHAABET THRID a été fait au moyen du logiciel GEOSTUDIO 2007, qui repose sur la méthode de Bishop, il permet de déterminer les différents coefficients de sécurité pour chacun des cas de fonctionnement mentionnés précédemment avec et sans séisme.

- **Etapas de calcul avec geostudio 2007 :**  
Voici l'interface initiale du logiciel :



**Fig. IV.2 :** interface de logiciel geostudio

On commence par le dessin de notre retenue à cette interface :

- Choix d'axe. (sketch → axes)
- Dessiner la retenue. (sketch → polyline)
- Déterminer la nappe phréatique (draw → pore water pressure)
- Définir les caractéristiques géotechniques de matériaux de construction.

(keyIn → matériaux) on remplit les cases par les valeurs de cohésion et angle de frottement et masse volumique de notre matériaux de construction.

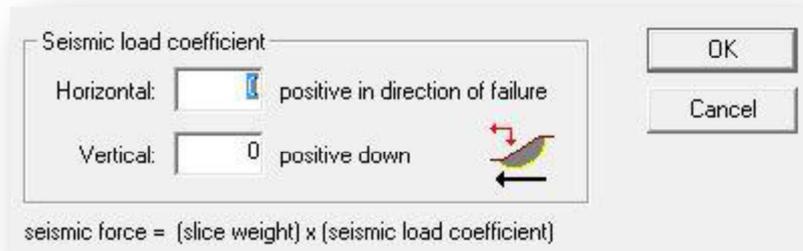
**Tableau. IV.9 :** Caractéristiques des matériaux de construction

caractéristiques géotechniques	Valeur	unité
poinds volumique du terrain	18	KN/m3
Cohésion interne du sol	70	Kpa
$\phi$ = Angle de frottement interne	20	° (degré)

- **Chercher le centre de cercle de glissement potentiel.**
  - a) (tools → vérify/optimize).
  - b) (tools → solve analyses → start).
  - c) ((window → contour).

Dans le cas de séisme on procède comme suit :

1. Les mêmes étapes que dans le cas sans séisme.
2. Aller à > keyIn > Seismic load.
3. Horizontal.
4. Vertical.



- **Résultats de calcul :**

Les résultats de calcul sont présentés ici sous forme de tableau montrant les valeurs des coefficients de sécurité  $F_s$  pour chacun des cas :

a) **1er cas sans séisme :**

**Tableau.IV.10 : Coefficient de sécurité  $F_s$**

cas de sollicitation	Sans séisme
Fin de construction (amont)	3.953
Fin de construction (aval)	2.806
Fonctionnement normal (aval)	3.716
Vidange rapide (retenue vide)	3.272

b) **2eme cas avec séisme :**

Classification des ouvrages selon leurs importances :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend essentiellement de son objectif et son importance, et ils sont classés comme suit :

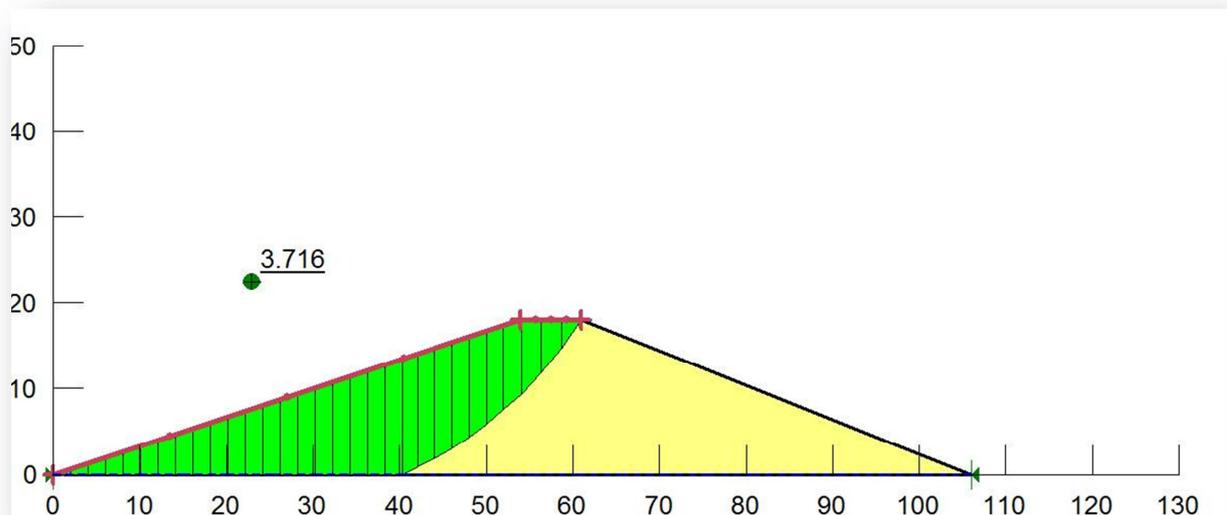
1. Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale
2. Groupe 1B : ouvrage e grande importance
3. Groupe 2 : ouvrages courant à importance moyenne
4. Groupe 3 : ouvrages à faible importance

Notre barrage se situe dans la zone (II. a) à sismicité moyenne et il est du groupe 1B, alors le coefficient d'accélération sismique qui sera utilisé dans les calculs de stabilité des talus du barrage  $a=0.20$ .

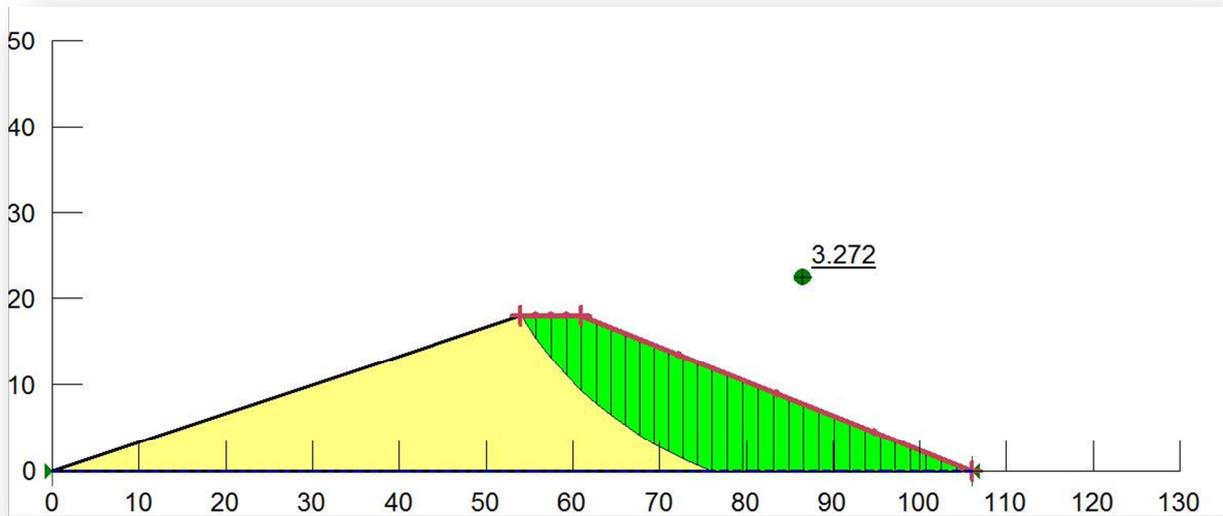
**Tableau. IV.12** : résultats de stabilité avec séisme

cas de sollicitation	Avec séisme
Fin de construction (amont)	2.107
Fin de construction (aval)	1.622
Fonctionnement normal (aval)	2.017
Vidange rapide (amont)	1.904

**Figur.IV.3.** Fin de construction amont (sans séisme)



**Fig. IV.4 :** Fin de construction aval (sans séisme)



**Fig. IV.5.** Fonctionnement normal aval (sans séisme)

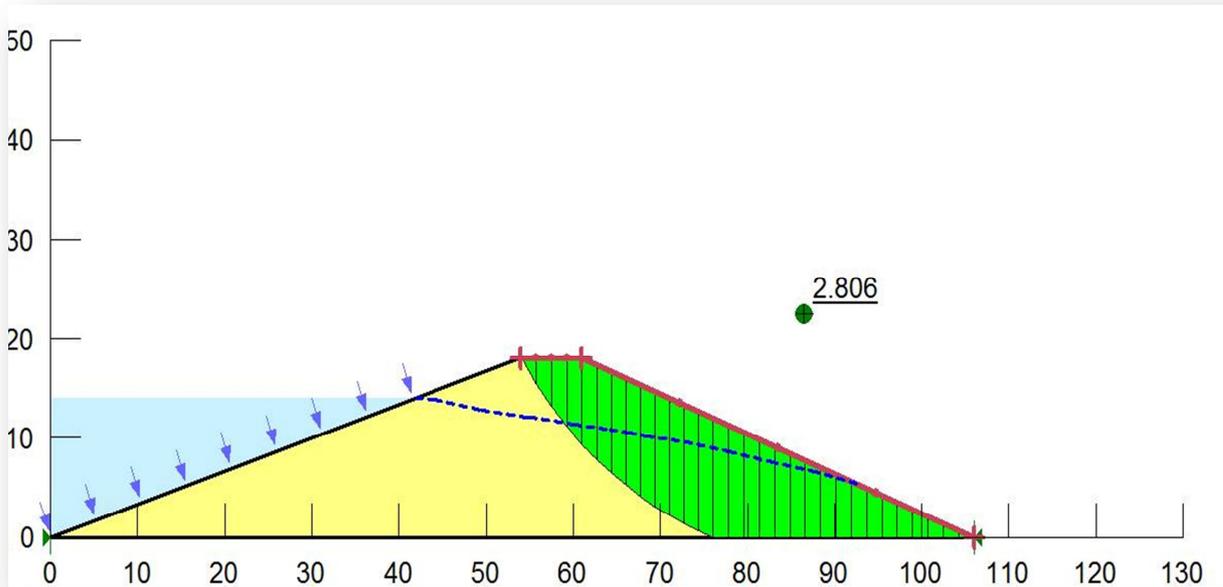


Fig. IV.6. Vidange rapide amont (sans séisme)

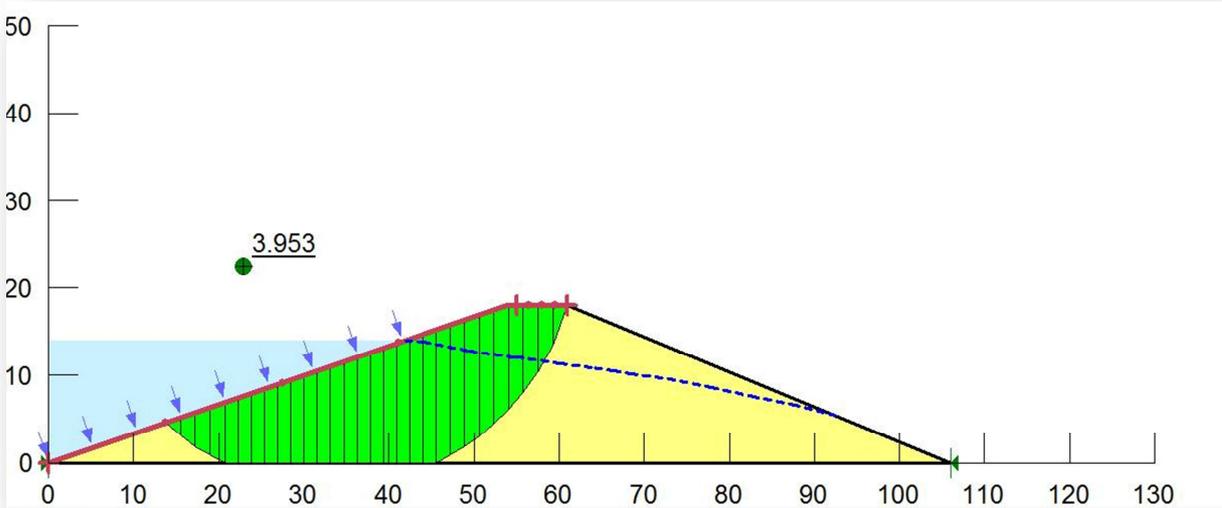
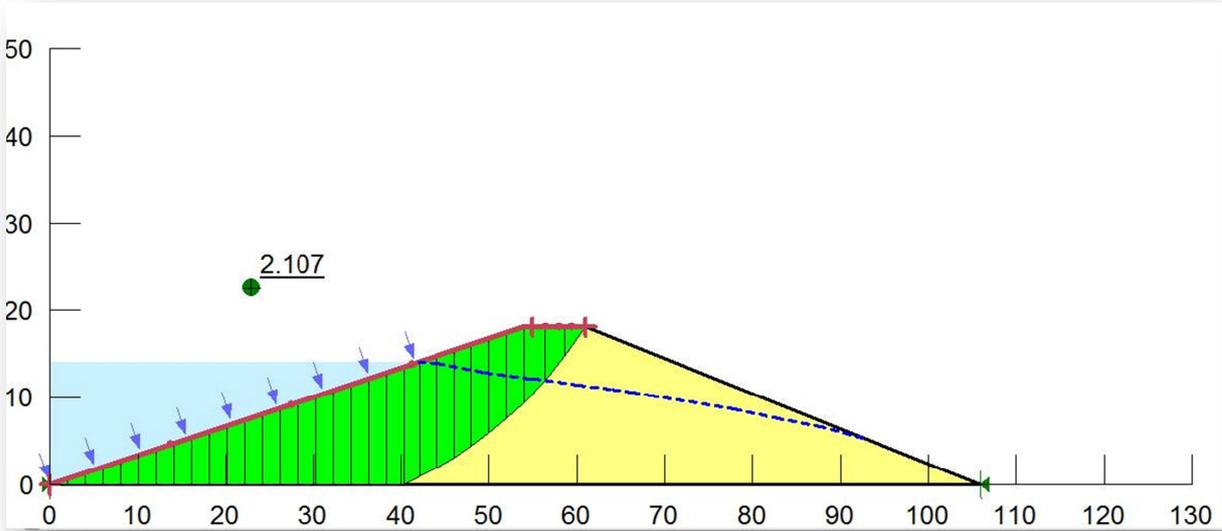
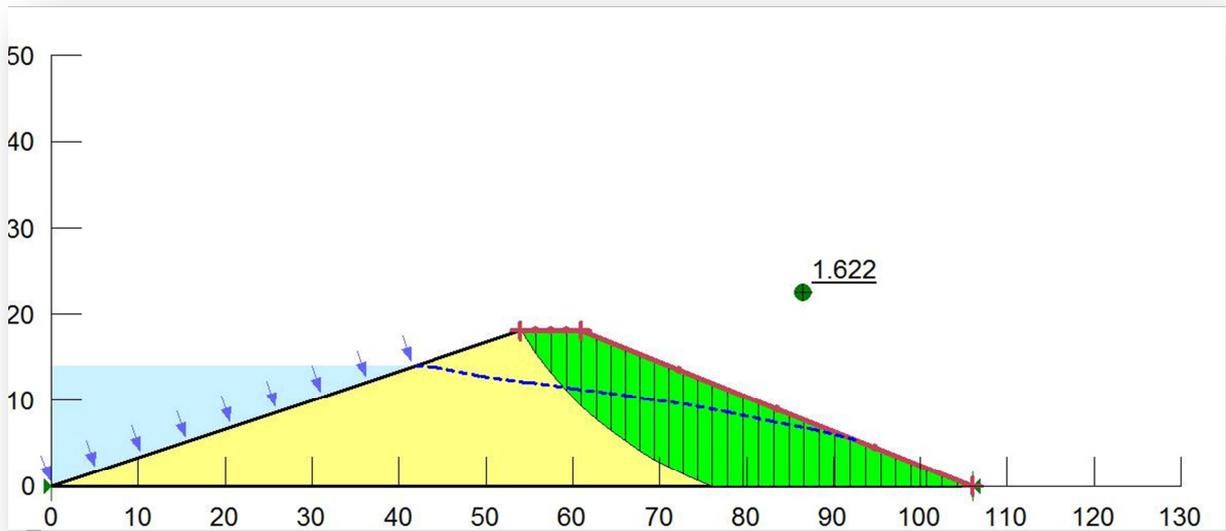


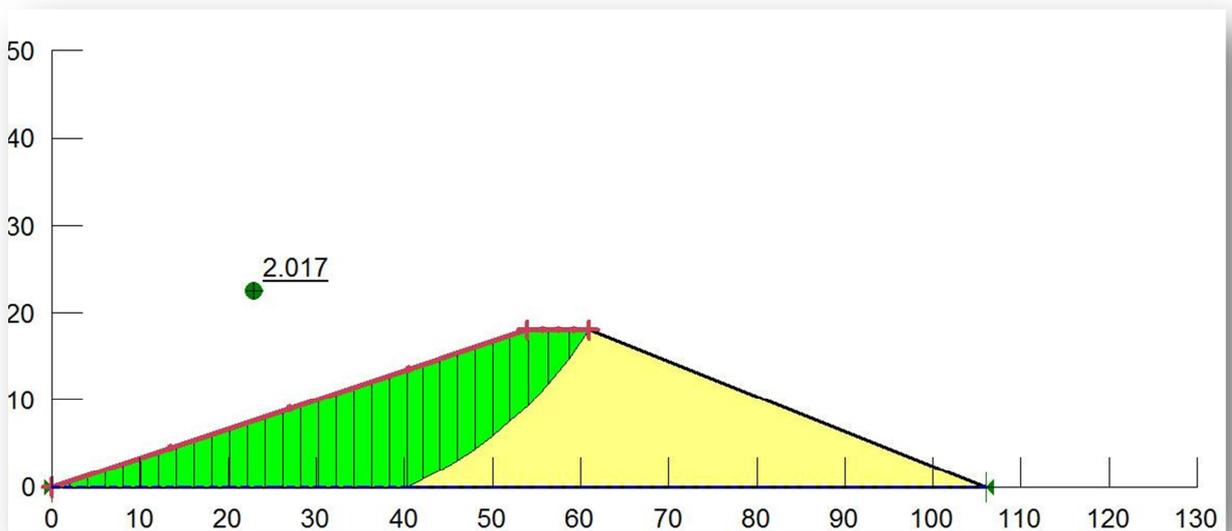
Fig. IV.7 : Vidange rapide amont (avec séisme).

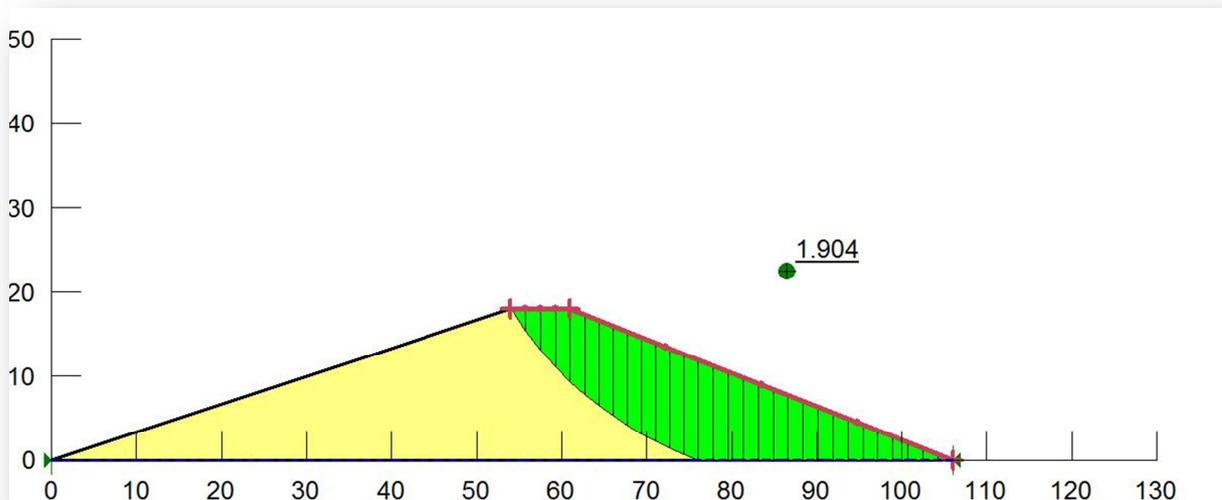


**Fig. IV.8 :** Fonctionnement normal aval (avec séisme)



**Fig. IV.9 :** Fin de construction amont (avec séisme)



**Fig. IV.10 :** Fin de construction aval (avec séisme)**Tableau. IV.13.** récapitulatif des résultats de stabilité

sollicitation	K (avec séisme) $>1.4$	K (sans séisme) $>1.1$
Fin de construction (amont)	2.107	3.953
Fin de construction (aval)	1.622	2.806
Fonctionnement normal (aval)	2.017	3.716
Vidange rapide (amont)	1.904	3.272

**Conclusion :**

On remarque d'après les résultats obtenus, que le coefficient de sécurité minimum, calculé pour les différents cas de sollicitation, est supérieur aux coefficients de sécurité admissible avec et sans séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de la retenue de CHAABET THRID.

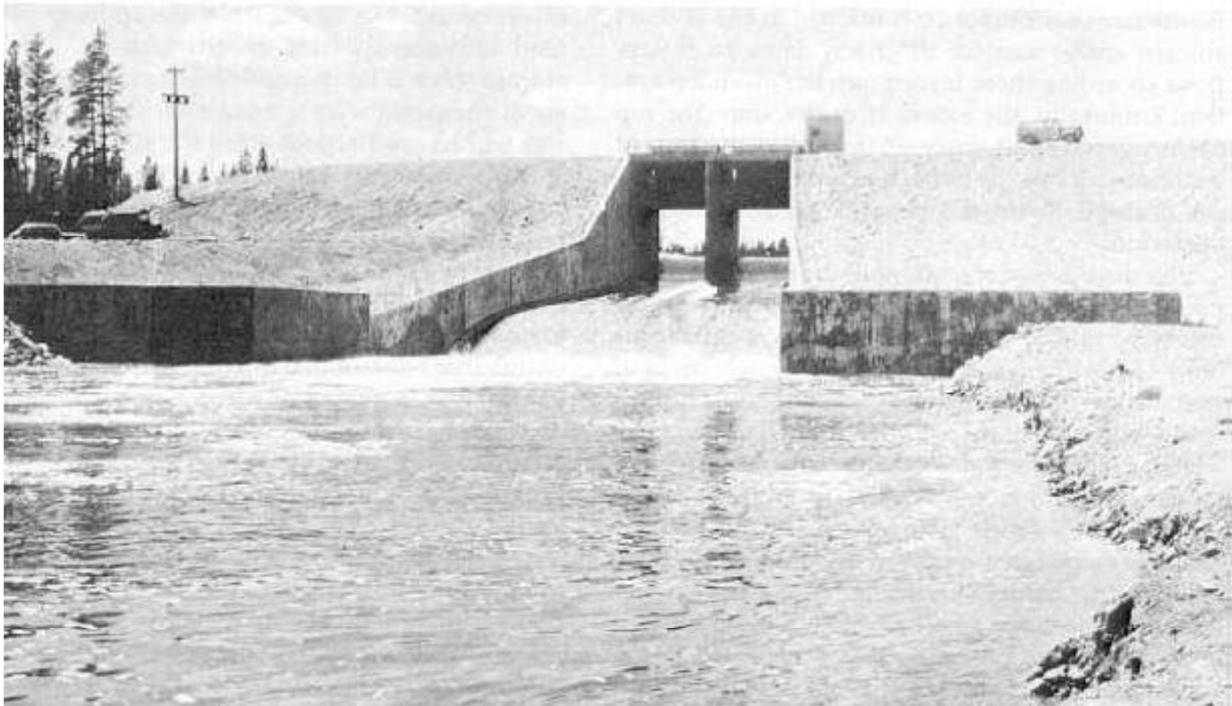
# Chapitre V

Ouvrages annexes

**Introduction :**

Les déversoirs sont prévus pour les barrages d'entreposage et de détention, pour libérer le surplus d'eau ou les eaux de crues qui ne peuvent être contenues dans l'espace de stockage alloué, ou pour les barrages de dérivation pour contourner le flux excédant ceux tournés dans le système de dérivation.

Habituellement, l'excès est aspiré par le haut du réservoir et transporté à travers un cours d'eau construit à la rivière ou à un canal de drainage naturel. La Figure. V.1 montre un petit déversoir en fonctionnement. (Design of small dams, 1987).



**Fig. V.1 :** déversoir en fonctionnement de Shadow Mountain sur le Colorado River (Design of Small dam)

**I. Type d'évacuateur :**

D'habitude on distingue les évacuateurs de crue des barrages fixes suivant le type de fonctionnement hydraulique :

- a) Évacuateurs de crue de surface
- b) Évacuateurs de crue en charge

Et selon leur angle de déversement :

- c) Évacuateurs de crue frontal
- d) Évacuateurs de crue latérale

Pour notre projet, vu la topographie du site nous proposons un évacuateur de crue latéral à seuil libre, implanter en rive droite, où existe une pente douce, contrairement à la rive gauche où la pente est très forte. Ceci pour éviter des volumes de terrassement très importants.

Après l'étude de laminage des crues, dans le chapitre II, nous avons pu déterminer les caractéristiques de notre évacuateur qui sont :

1. Débit de crue de projet  $Q_p = 60.24 \text{ m}^3/\text{s}$ .
2. Débit laminé au déversoir  $Q_d = 57.1 \text{ m}^3/\text{s}$ .
3. Largeur déversante (du déversoir)  $b = 10 \text{ m}$ .
4. La charge de déversement  $H = 2 \text{ m}$ .

## II. Caractéristiques de l'évacuateur latéral :

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué avec un certain angle par rapport à celui de l'évacuateur de crue. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- a. Canal d'approche
- b. Déversoir
- c. Cuvette
- d. Transition
- e. Coursier
- f. Élément de dissipation
- g. Canal de sortie

### II.1) Canal d'approche :

Le canal d'approche est destiné à réduire les vitesses d'approche vers le déversoir. Le canal a une pelle de 1 m (Profondeur en dessous du niveau du seuil déversant). Il est conçu avec une pente inverse de 1 pour 1000.

#### II.1.1) La vitesse d'approche :

La vitesse d'approche dans le canal est donnée par la relation suivante :

$$V = \frac{Q}{b \cdot h}$$

Avec :

Q : débit déversé égale au débit laminé ;  $Q = 57.1 \text{ m}^3/\text{s}$ .

h : Profondeur d'eau dans le canal ;  $h = H_0 + P = 1 + 2 = 3 \text{ m}$ .

b : largeur du canal ;  $b = 10 \text{ m}$ .

La vitesse d'approche obtenue sera donc de **1.9 m/s**.

#### II.1.2) Hauteur des murs du canal d'approche :

Le canal d'approche sera menu d'un mur jusqu'au déversoir.

La hauteur du mur est :

$$H_m = H + P + R$$

Avec :

R : la revanche donnée par la formule suivante:  $R = 0.6 + 0.005 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h}$

V : la vitesse en m/s.

h = tirant d'eau en m

$$R = 0.61 \text{ m}$$

On prend :

On opte pour une valeur de :

$$H_m = 3 + 1 + 0.61$$

$$H_m = 4.61 \text{ m}$$

**II.1.3) Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 9 m.

**II.2) Déversoir :**

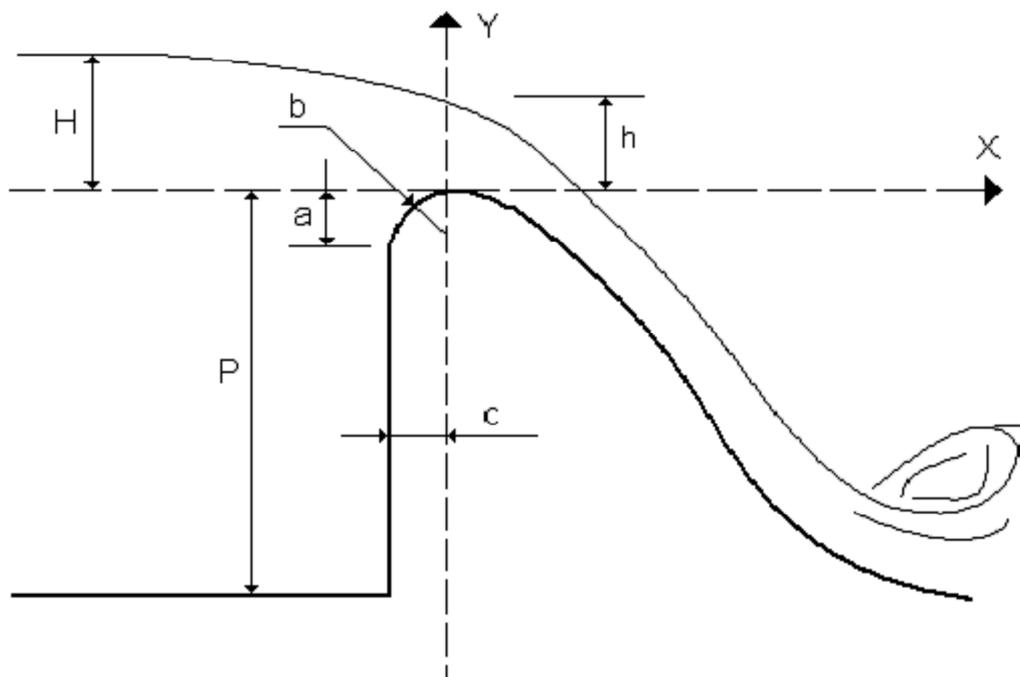
Le déversoir situé à l'amont de l'évacuateur contrôle le débit de celui-ci, et les parties situées à l'aval (Chenal, coursier, bassin de dissipation) doivent être conçues pour évacuer le débit du déversoir sans perturber l'écoulement de celui-ci, c'est-à-dire de telle manière que cet écoulement soit dénoyé.

La largeur du déversoir obtenue par le calcul de laminage est de 10 m.

Le dimensionnement du déversoir consiste à déterminer le coefficient de débit, la charge totale sur le seuil et le débit évacué par le déversoir. Ces paramètres ont déjà été déterminés dans le calcul de laminage.

Les dimensions retenues du déversoir sont :

Paramètres	Valeurs	Unité
Charge H au-dessus du déversoir	2	(m)
Largeur du déversoir	10	(m)

**II.2.1) Conception du déversoir :**

**Figure. V-2:** Les paramètres du profil d'un déversoir

$$a=0.12*hd =0.12*2 = 0.24 \text{ m.}$$

$$b= 0.4*hd = 0.4*2 = 0.8 \text{ m.}$$

$$c = 0.3*hd =0.3*2 = 0.6 \text{ m.}$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$Y=-\frac{X^{1.85}}{2*H^{0.85}}$$

Avec :

x, y : l'abscisse et la coordonnée du repère orthonormé.

H0 : la charge total = h +V<sup>2</sup>/2

V : vitesse d'approche.

Les coordonnées du profil du seuil sont données dans le tableau suivant :

X	Y
-	-
0,100	- 0,004
0,200	- 0,013
0,300	- 0,027
0,400	- 0,046
0,500	- 0,070
0,600	- 0,098
0,700	- 0,130
0,800	- 0,167
0,900	- 0,207
1,000	- 0,252
1,100	- 0,300
1,200	- 0,353
1,300	- 0,409
1,400	- 0,469
1,500	- 0,533
1,600	- 0,600
1,700	- 0,672

X	Y
1,800	- 0,746
1,900	- 0,825
2,000	- 0,907
2,100	- 0,993
2,200	- 1,082
2,300	- 1,175
2,400	- 1,271
2,500	- 1,371
2,600	- 1,474
2,700	- 1,580
2,800	- 1,690
2,900	- 1,804
3,000	- 1,921
3,100	- 2,041
3,200	- 2,164
3,300	- 2,291
3,400	- 2,421
3,500	- 2,554

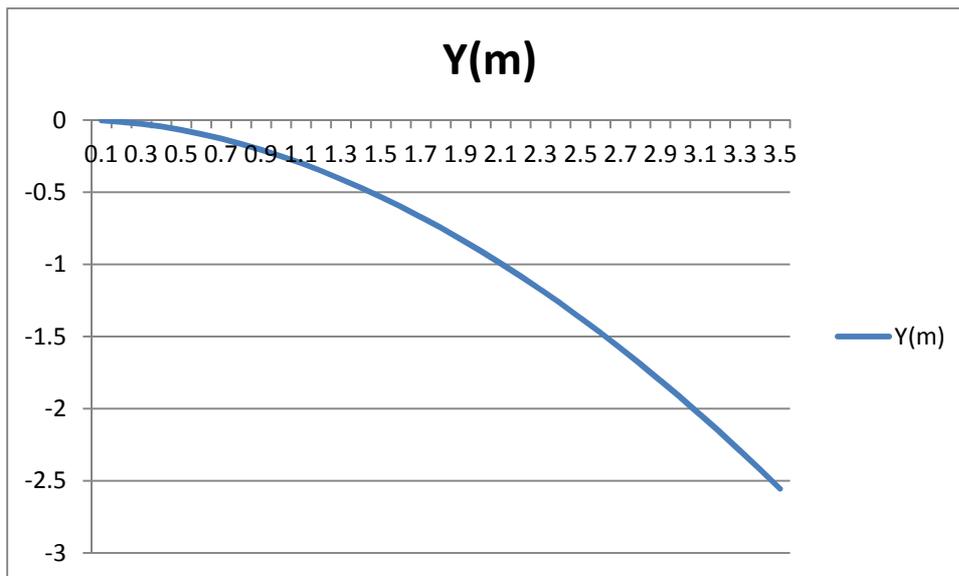


Figure.V.3: Tracé du profil du seuil déversant

Calcul du rayon de raccordement:  
 Pour :  $P \leq 10 \text{ m}$  , on prend  $R = 0.5 * P$

Avec :  
 P : est la hauteur de pelle ;  $P = 1 \text{ m}$   
 $R = 0.5 * 1 = 0.5 \text{ m}$ .

• **Calcul du ressaut :**

Après l'abaque de  $Z=f(h, v)$  on trouve la vitesse au début de ressaut est  $V = 11.5 \text{ (m/s)}$   
 Donc  $Y1 = 0.5 \text{ m}$  et nombre de Froude  $F = 5.19$

On applique le formule suivante pour détermine douzième hauteur conjuguée  $Y2$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8Fr^2})$$

$Y2 = 3.42 > Y \text{ aval} = 1.48 \text{ m}$ .

Donc le ressaut est dénoyé.

On ajoute un seuil après le ressaut de  $H = 2 \text{ m}$ .

C'est à dire  $Y \text{ aval} = 2 + 1.48 = 3.48 \text{ m} > Y2$ .

Donc le ressaut est noyé.

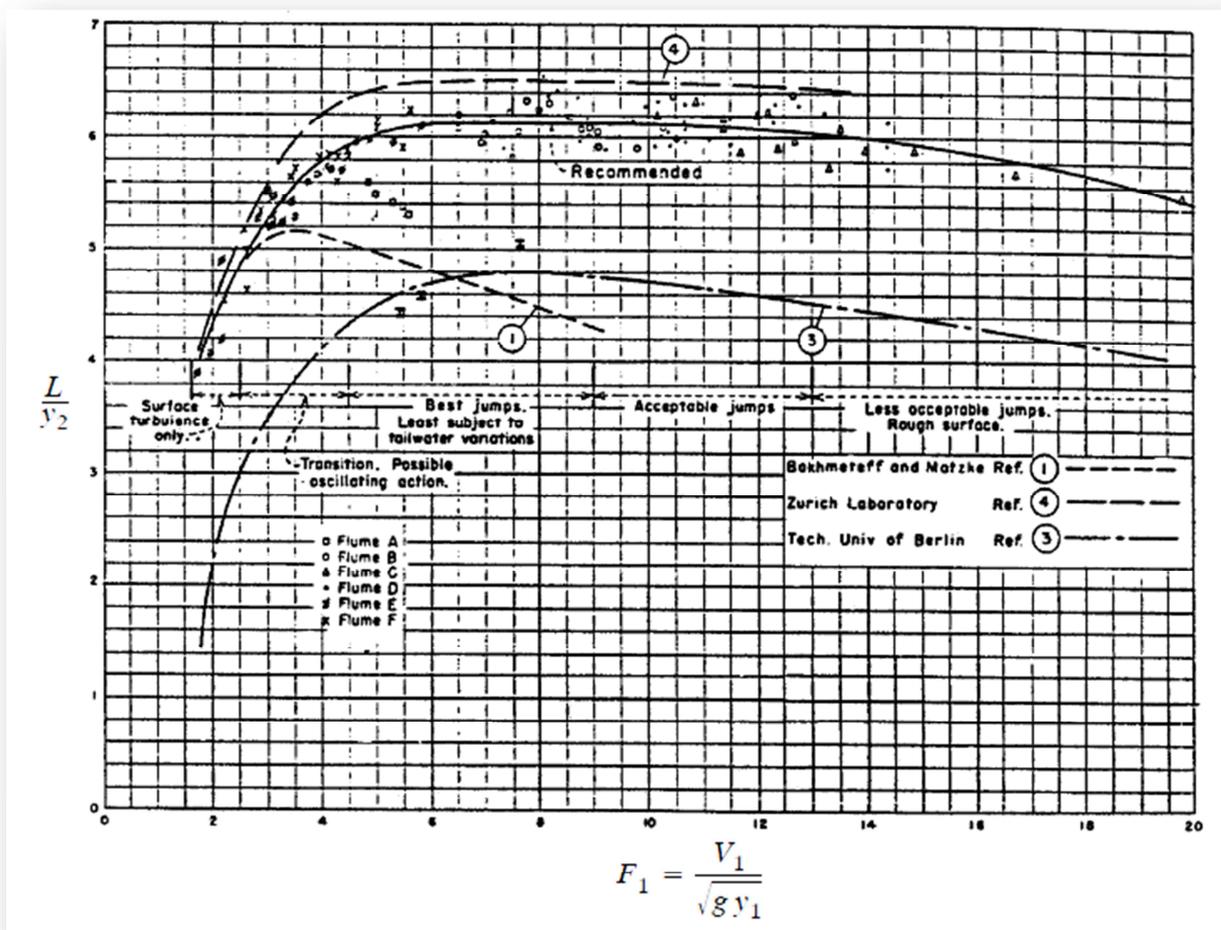


Figure V.4 : Longueur du ressaut en terme de  $y_2$  (adapté de Peterka, 1964).

Lressaut = 15.39 m

### II.2.2) Recommandations pour la conception

- Dans les évacuateurs latéraux, on recommande de concevoir le déversoir de profil pratique ; il est calculé de la manière expliquée dans la partie « conception du déversoir ».
- La pente du fond est choisie par le concepteur par rapport au relief, mais doit être inférieure ou égale à la pente critique pour obtenir un régime de circulation critique fluvial.
- Le talus du canal latéral sera choisi par rapport aux caractéristiques du terrain.
- La largeur minimale du fond du canal latéral doit être choisie en fonction des engins de construction
- Pour calculer la hauteur d'écoulement tout le long du canal latéral, il faut fixer une hauteur dans la section de contrôle : cette hauteur sera la hauteur critique  $Y_{crit}$ .
- Le canal latéral des évacuateurs latéraux peut être prismatique ou non prismatique et de section rectangulaire ou trapézoïdale.

### II.3) chenal d'écoulement:

Le chenal d'écoulement est prévu juste à la sortie du déversoir, il doit être conçu avec une pente suffisamment faible pour que le régime y soit du type fluvial, il doit avoir une pente inférieure à la pente critique  $I_c$ , sa section est généralement rectangulaire et sa longueur n'est pas très importante. Afin de déterminer la pente du chenal, il faudrait déduire la pente critique, on fixant une largeur au canal égale à 10m.

#### II.3.1) La profondeur critique :

La profondeur critique :  $hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en 57.1 m<sup>3</sup>/s.

b : La largeur du déversoir en 10 m.

Application numérique :

$hc = 1.48m$ .

#### II.3.2) La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$I_{cr} = \frac{Q^2 \cdot (b + 2 \cdot hc)^{\frac{4}{3}}}{K^2 \cdot (b \cdot hc)^{10/3}}$$

Avec : K : coefficient de rugosité ( $m^{1/3} / s$ ), On prend :  $K = 71.43 m^{1/3} / s$ .

Pour une section rectangulaire.

Application numérique :

$I_{cr} = 0.0022$

$I = 0.001 m/m < I_{cr} = 0.0022$  La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

3.3) La profondeur normale :

La profondeur normale  $h_n$  est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = K \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$

$$R = \frac{S}{P}$$

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} (b * hn)^{5/3} * (2 * hn + b)^{-2/3}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m<sup>2</sup>.

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en (m<sup>1/2</sup>/s).

n : Coefficient de rugosité de Manning en (s/m<sup>1/3</sup>).

On prend : n=0.0135 s/m<sup>1/3</sup> (béton).

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

hn(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)
1.4	34.8128553
1.5	38.6535537
1.6	42.6072576
1.7	46.6671453
1.8	50.8269989
1.9	55.0811301
1.91	55.5115237
1.92	55.9428025
1.93	56.3749617
1.94	56.8079962
1.94674	57.1003529
1.95	57.2419013
1.96	57.6766672
1.97	58.1123038
1.98	58.5487917
1.99	58.986131
2	59.4243172

Après itérations, On trouve :

$$hn = 1.94674 \text{ m.}$$

hn > hc ==> 1.94674 > 1.48 : La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

### II.3.4) Calcul de mur de chenal:

A la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

La vitesse au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b * hc} = \frac{57.1}{10 * 1.48} = 3.86 \text{ (m/s)}$$

La revanche est calculée par l'expression suivante:

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times \sqrt[3]{hc}$$

$$R = 0.82 \text{ m.}$$

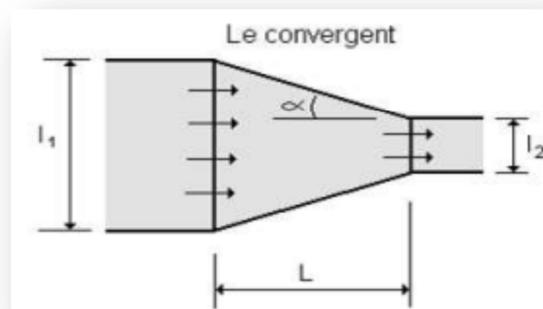
D'où la hauteur du mure H du chenal est égal à:  $H = hc + R = 2.82 \text{ m}$

On prend  $H = 3 \text{ m}$  en raison de sécurité.

#### II.4) Calcul de convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier. Le convergent doit être dimensionné de telle sorte qu'il vérifie les deux conditions suivantes :

- 1)  $0.39 < \frac{L_2}{L_1} < 0.87$
- 1)  $8.5^\circ < \alpha < 23^\circ$



##### II.4.1) La longueur du convergent:

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2.5 * (L_1 - L_2).$$

L1: La largeur au plafond du bief amont en (m).

L2: La largeur au plafond de la section de contrôle en (m), c'est la largeur du coursier au même temps.

Selon les conditions ; On prend  $L_2 = 6 \text{ m}$ .

$$\text{Donc } L = 2.5 * (10 - 6) = 10 \text{ m}$$

On prend  $L = 10 \text{ m}$ .

On a  $l_2 / l_1 = 0.6 > 0.39 \Rightarrow$  est vérifier.

##### II.4.2) La profondeur à la fin du convergent :

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique on aura :

$$h = hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = 2.1 \text{ m.}$$

C .La vitesse à la sortie du convergent:  $V = \frac{Q}{b * h} = 4.53 \text{ (m/s)}$

**II.5) Coursier:**

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. Sa largeur est calculée est estimée à :  $L2= 6m$ .

**II.5.1) Profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :  $\frac{Q^2.B}{g.S^3} = 1$

Pour un canal rectangulaire :  $hcr = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}}$

B : est la largeur du coursier est égale 6m.

A.N :  $hcr=2.1 m$ .

**II.5.2) La pente critique :**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer  $I_{cr}$  on associera donc la relation du régime uniforme.

$$Q = Sc.C.\sqrt{Rcr.Icr}$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2.b}{g.Sc^3} = 1$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ( $S=h.b$ ) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.hc}{Cc^2.Sc^3}$$

Avec :

$I_{cr}$  : pente critique.

$Sc$  : section critique  $Sc=b.hcr$

$Rc$  : rayon critique  $Rc=Sc/Pc$

$Pc$  : périmètre critique  $Pc=2.hcr+b$

$Cc$  : coefficient de chézy  $Cc=1/n(Rc^{1/6})$

n: coefficient de régosité  $n=0.0135$  (revêtement en béton).

Ce qui donne :

$Sc=12.6 m^2$ .

$Pc=10.2 m$ .

$Rc=1.24m$ .

$Cc=74.04$

La pente critique est :

A.N :  $I_{cr}=0.03$ .

**II.5.3) calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale représente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de chézy)

$$Q = C*S*\sqrt{R * I}$$

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

$$R = \frac{S}{P}$$

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} (b * hn)^{5/3} * (2 * hn + b)^{-2/3}$$

Avec :

S : Section du coursier m<sup>2</sup>.

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en (m<sup>1/2</sup>/s).

n : Coefficient de rugosité de Manning en (s/m<sup>1/3</sup>).

On prend : n=0.0135 s/m<sup>1/3</sup> (béton).

b : La largeur du coursier d'écoulement en m.

on aura : hn=0.62807m, Vn=15.15 m/s

on constate que (Icr<I) et (hn<hcr) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

#### II.5.4) calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier est fait par un moyen informatique, à l'aide d'un logiciel **CANAL21**.

Les données de base :

- Largeur du canal b=6 m;
- Longueur du coursier LCOURSIER= 64.3 m.
- Pente de coursier 18%.
- Débit évacué Q=57.1 m<sup>3</sup>/s.
- Coefficient de STRICKLER K=71.43

à l'aide de **CANAL21**:

Les résultats des calculs de la ligne d'eau dans le coursier sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau. V.1.** résultats de calcul de la ligne d'eau

no	Y	V	Hs	F
.	m	m/s	m	.
0	2.080	4.575	3.147	1.013
20	1.428	6.663	3.691	1.780
40	1.248	7.627	4.213	2.180
60	1.136	8.379	4.714	2.510
80	1.056	9.010	5.194	2.799
100	0.995	9.560	5.654	3.059
120	0.947	10.047	6.093	3.296
140	0.908	10.485	6.511	3.514
160	0.875	10.882	6.910	3.715
180	0.846	11.243	7.289	3.901
200	0.822	11.573	7.648	4.074
220	0.801	11.875	7.989	4.235
240	0.783	12.154	8.312	4.385
260	0.767	12.410	8.617	4.525
280	0.752	12.647	8.905	4.655

300	0.740	12.866	9.176	4.776
320	0.728	13.068	9.432	4.889
340	0.718	13.255	9.673	4.995
360	0.709	13.429	9.900	5.093
380	0.700	13.590	10.113	5.185
400	0.693	13.739	10.313	5.270
420	0.686	13.877	10.501	5.350
440	0.680	14.005	10.677	5.425
460	0.674	14.124	10.842	5.494
480	0.669	14.235	10.997	5.559
500	0.664	14.338	11.141	5.619

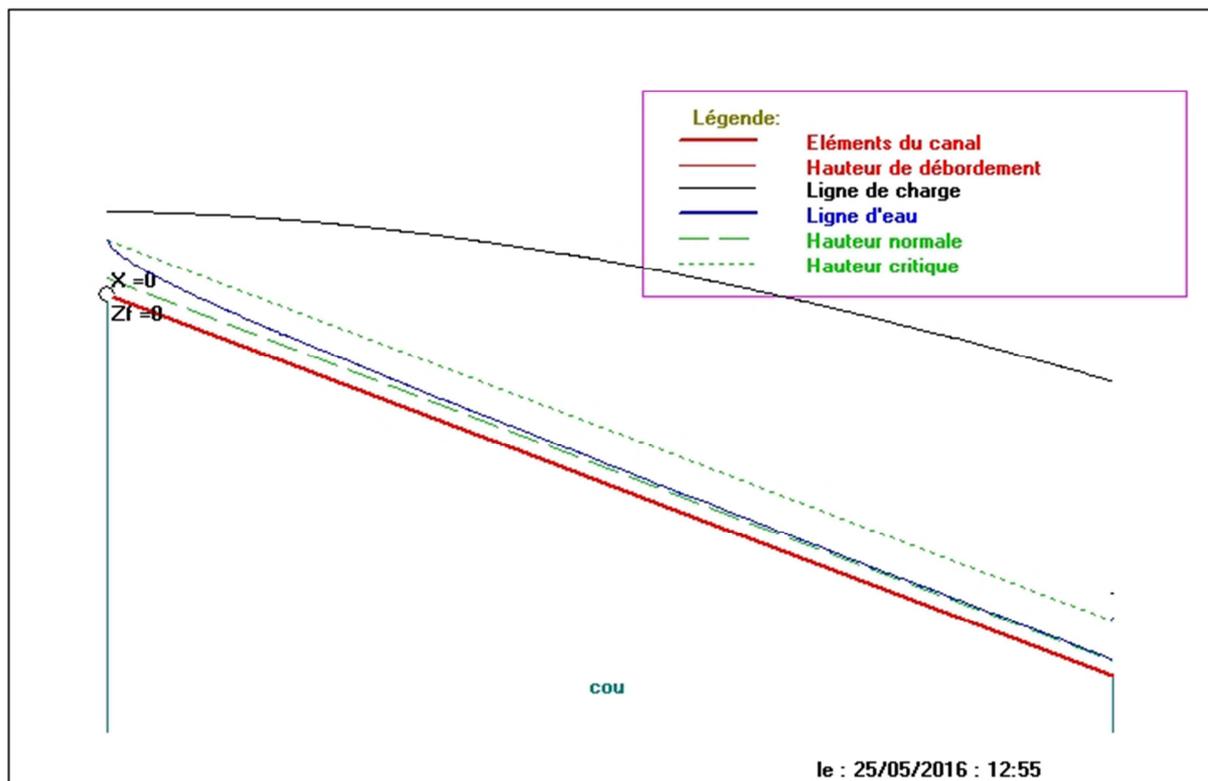


Figure V.5 : La ligne d'eau (Canal 21)

### II.5.5) Les murs bajoyers:

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

*Au début de coursier :*

$$H = h + R, \quad R = 0.6 + 0.05 \times V \times h^{1/3} = 0.89 \text{ m}$$

$H = 2.99 \text{ m}$ . On adopte une valeur de  $H = 3 \text{ m}$ .

*Au fin de coursier :*

$$H = h + R, \quad R = 0.6 + 0.05 \times V \times h^{1/3} = 1.23 \text{ m}$$

$H = 1.89 \text{ m}$ . On adopte une valeur de  $H = 2 \text{ m}$ .

**II.6) Dissipateur d'énergie :**

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation  $14.338 \text{ m/s} < 15 \text{ m/s}$  et le nombre de Froude  $= 5.619 > 4.5$ . Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe 4).

**II.6.1) Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'annexe 4 on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 7.65 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0.664$$

$$\text{Donc : } Y_2 = 0.664 * 7.65 \rightarrow Y_2 = 5.08 \text{ m.}$$

Largeur du bassin :

De l'abaque 4 on a :

$$\frac{Lb}{Y_2} = 2.4$$

$$\text{Donc : } L_{\text{bassin}} = 2.4 * 5.08 = 12.19 \text{ m.}$$

On prend :  $L_{\text{bassin}} = 12.5 \text{ m.}$

- Dimensionnement des blocs chicanes :

De l'abaque de l'annexe 4 on a :

$$\frac{h_2}{Y_2} = 2.00 ; \quad \frac{h_4}{Y_2} = 2.00$$

* La hauteur des blocs de chutes :	$h_1 = Y_1 = 0.664 \text{ m.}$
* la largeur des blocs de chutes :	$l_1 = Y_1 = 0.664 \text{ m.}$
* Espacement entre deux blocs de chutes	$e_1 = Y_1 = 0.664 \text{ m.}$
* hauteur du seuil denté :	$h_2 = 2Y_1 = 1.328 \text{ m.}$
* La largeur d'une dent :	$l_2 = 0.75 h_2 = 1 \text{ m.}$
* Espacement entre deux dents :	$e_2 = 0.75 h_2 = 1 \text{ m.}$

**II.6.2) Hauteur des murs à la fin du coursier :**

$$\text{On a : } h_m = h_e + r \quad \text{et } r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$$

$$V = \frac{57.1}{6 * 5.08} = 1.87 \text{ (m/s)} \quad \text{donc : } r = 0.78 \text{ m.}$$

$$H_m = 5.08 + 0.78 = 5.86 \text{ (m).}$$

**Remarque:**

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2 m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

**II.7) Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique:

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 * \sigma_{cr}^2\right) * K$$

Avec:

$$\begin{cases} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \\ \sigma = \frac{K * m}{b} \end{cases}$$

Application numérique :

$$K = 2.1$$

$$\sigma = 0.35$$

$$\text{D'ou: } h_{cr} = 2.02 \text{ m}$$

**II.7.1) Pente critique:**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}}$$

Avec:

$$S_{cr} = m * h_{cr}^2 + b * h_c \quad P_{cr} = b + h_{cr} * \sqrt{1 + m^2} \quad R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

Et:

$$C_{cr} = \frac{1}{n} * R_{cr}^{1/6}$$

Application numérique:

$$S_{cr} = 16.2 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 8.86 \text{ m.}$$

$$R_{cr} = 1.83 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = 0.0011 \text{ m/m.}$$

**II.7.2) La profondeur normale**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANAL21, on a trouvé :  $h_n = 1.692745$  m.

**II.7.3) calcul de la hauteur des murs bajoyers :**

$$R = 0.6 + 0.005 * V * h_c^{(1/3)}$$

$$R = 0.89$$

=====>  $h = 1.69 + 0.89 = 2.58$ m

On prend:  $h = 2.6$  m

Résumé de calcul de la hauteur des murs bajoyers :

**Tableau. V.2 :** Résumé de calcul de la hauteur des murs bajoyers

ouvrages	Hauteur de mur (m)	
Canal d’approche	4.61	
Chenal d’écoulement	3	
coursier	3	2
restitution	2.6	

**III) La vidange de fond :**

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage De retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage.

Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu’elle est de grand diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d’économie, l’évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l’aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l’ouvrage d’entrée ne soit réalisé qu’après l’achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en 15 jours.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(4)$$

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

$V$  : volume utile ( $V = 0.1198$  Mm<sup>3</sup>)

$T$  : temps de vidange ( $10 < T < 15$ ), on prend 15 jours = 1296000(s)

$$Q_{vf} = \frac{0.1198 \cdot 10^6}{1296000} + \frac{0.286 \cdot 10^6}{31.56 \cdot 10^6} = 0.1015 \text{ (m}^3/\text{s)}.$$

Le type et la construction de la conduite de vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique, ainsi que par la valeur du débit de projet.  
Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

### III.1) Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot s \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}$$

$Q_{vf}$  : débit de vidange en (m<sup>3</sup>/s).

$\mu$  : coefficient de débit.

$S$  : section de la conduite (m<sup>3</sup>).

$Z$  : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en (m).

$$\text{Alors que : } s = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}} = \frac{n \cdot d^2}{2a}$$

Avec  $Z=14.56\text{m}$

Préalablement on prend :  $\mu=0.8$

On trouve :  $S= 0.0075 \text{ m}^2$ .

Et  $d=97.8 \text{ (mm)}$ .

Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \Sigma \xi_s + \Sigma \xi_l}}$$

$\Sigma \xi_s$  : somme des coefficients de pertes de charges singulières.

$$\Sigma \xi_s = \xi_e + \xi_v + \xi_s + \xi_{gr}$$

$$\xi_v = 0.6$$

$$\xi_s = 1$$

$$\xi_e = 0.3$$

$$\xi_{gr} = 0.25$$

donc :  $\Sigma \xi_s = 2.15$

$\Sigma \xi_l$  : Somme de coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\Sigma \xi_l = \frac{\lambda \cdot L}{d}$$

$L$  : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 115m.

$d$  : diamètre de la conduite de vidange (100mm)

$\lambda$  : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87 \cdot n^2}{d^{1/3}} \dots \dots \dots (27)$$

$n$  : rugosité de la conduite en acier ( $n=0.013$ )

on trouve :

$$\lambda = 0.032 \rightarrow \Sigma \xi_l = 36.8$$

ce qui nous donne :  $\mu=0.16$

avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égale à  $d= 219(\text{mm})$ , on prend comme diamètre nominal :  $D_{vf} = 250 \text{ (mm)}$ .

la conduite étant en acier d'un diamètre de 250 mm. le débit évacué aura une vitesse de sorties des vannes :  $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ça donne :  $V_s = 2.07 \text{ (m/s)}$ .

donc le diamètre de la conduite de vidange est : 250 mm.

**IV. La prise d'eau :**

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

**a) Types de prise d'eau :****a.1) prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

**a.2) prise d'eau flottante :**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante, l'inconvénient de celle-ci et celui du cout important car elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique des pièces hydromécanique.

**a.3) Tour de prise :**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveau, la séparation des fonctions (prise + vidange), mais du point de vue économique elle est plus couteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

**b) Dimensionnement de la prise d'eau :**

le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval.

La consommation maximale est en mois de mai avec une demande de 23122 m<sup>3</sup>.

Nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et à chaque jour en ouvre la vanne de prise pendant 10 heures donc le débit maximum de la prise d'eau sera égale :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{23122}{10 \cdot 3600 \cdot 31} = 0.0207 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$\mu$ : coefficient de débit  $\mu=0.3$

S : section de la conduite en m<sup>2</sup>.

H: charge d'eau minimale H=2.1

On trouve S=0.0107m<sup>2</sup> le diamètre de la prise d'eau sera égale à d=117 (mm)

Correction de la valeur de coefficient  $\mu$ :  $\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \Sigma \xi}}$

$\Sigma \xi$  : somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières et linéaire sont égales à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Sigma \xi = 1.15 \frac{\lambda L}{D}$$

Avec :  $\lambda=0.03$ .

AN :  $\Sigma \xi=31.3$

$\mu=0.18$  donc: S=0.0178 m<sup>2</sup> on trouve: d=150mm.

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a:  $V=Q/S$

$$V=1.17 \text{ m/s.}$$

Conclusion:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 150 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

# Chapitre VI

Organisation de chantier

**Introduction :**

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. ceci ne sera fait qu'une fois, un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

**I) Travaux préparatoires et installations de l'entreprise :**

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain dégagé de larges espaces autour de l'entreprise, à fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

**I.1) Installations destinées au personnel :**

En générale, sont les dortoirs, les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**I.2) Installation destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans les endroits de forte humidité (baraquement, hangars.....).

**I.3) Installations destinées à la réparation des engins**

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

**I.4) Installation destinée pour la préfabrication :**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tel que les poutres, dalles, conduites, murettes.....etc.

**II) Les moyens de chantier**

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques, on a les engins généralement utilisés ci-après :

- a) Les compacteurs a pneus.
- b) Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins.

Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) La décapeuse automotrice (motor scraper).
- b) La pelle hydraulique associé à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et il est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

### III) Succession des travaux

- **Travaux préparatoires**

Généralement les travaux préparatoires sont :

- a) Les préparations des accès et de la circulation pour la préparation des chantiers.
- b) Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- c) Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- d) Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.

- **Exécution de l'ouvrage (planning et phasage des travaux)**

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

- a) Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- b) Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- c) Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- d) Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- e) Approvisionnement des matériaux filtrants.
- f) Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- g) Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- h) Mise en place des équipements hydrauliques.
- i) Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

#### III.1) réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous :

- Décapage de la couche de terre végétale
- Pour le creusement et le déplacement des terres on utilise des bulldozers
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

- **exploitation des carrières :**

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-on doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-on doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

- **Exécution de la fouille d'encrage de la digue**

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.

- Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

- **choix des engins :** les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à benne sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté.

Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai.

Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

- **Réalisation des drains et filtres**

On a projeté un drain vertical suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au-dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

- **Protection de la crête et les talus**

La crête est protégée par une couche de 40cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur les épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

### III.2) réalisation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont :

Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de Bulldozers.

Aménagement du fond du canal.

Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.

Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.

Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

**IV) La planification :****VI.1) définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- installation des postes de travail
- analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- La définition des objectifs et des attributions.
- simplification des méthodes.
- La stabilisation des postes de travail.

**VI.2) Techniques de la planification :**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

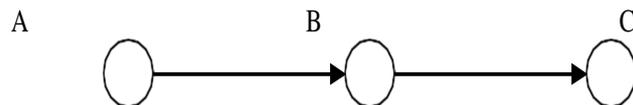
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

**a) Méthodes basées sur le réseau :****• Définition :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

**• Réseau à flèches :**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des noeuds.  
L'opération **A** précède l'opération **B**.

**• Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.  
L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

**Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- établissement d'une liste des tâches.
- détermination des tâches antérieures.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

**Les étapes de la planification :**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

**1) Collection des informations :**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises permettant l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

**2) Décomposition du projet :**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

**3) Relations entre les tâches :**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**4) Les paramètres de la méthode:**

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finit ion au plus tard.

MT : marge totale.

Et :  $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

**Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les Opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$CC \rightarrow MT = 0$

$\sum TR_{cc} = D.T.P$

**1) Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- L'ampleur du projet.

En utilisant les normes C.N.A. T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec:

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipes.

**Planification du projet :**

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous :

Nom des opérations	OP	TR (jours)
-installation de chantier.	A	15
-déboisement de la cuvette.	B	32
-décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange.	C	15
-Réalisation de la clé d'étanchéité.	D	20
-préparation des zones d'emprunt.	E	20
-Remblai des fondations.	F	10
-Approvisionnement des filtres.	G	30
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	10
-Remblai soigneusement compacté.	I	60
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	J	30
-Revêtement des talus.	K	20
-Equipements hydrauliques.	L	15
-Finitions.	M	20

**Tableau VI.01** : symboles des opérations

La retenue peut être réalisée au bout de six mois et demi si le planning qui suivra sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre.

Fig VI.1 : RESEAU A NŒUDS

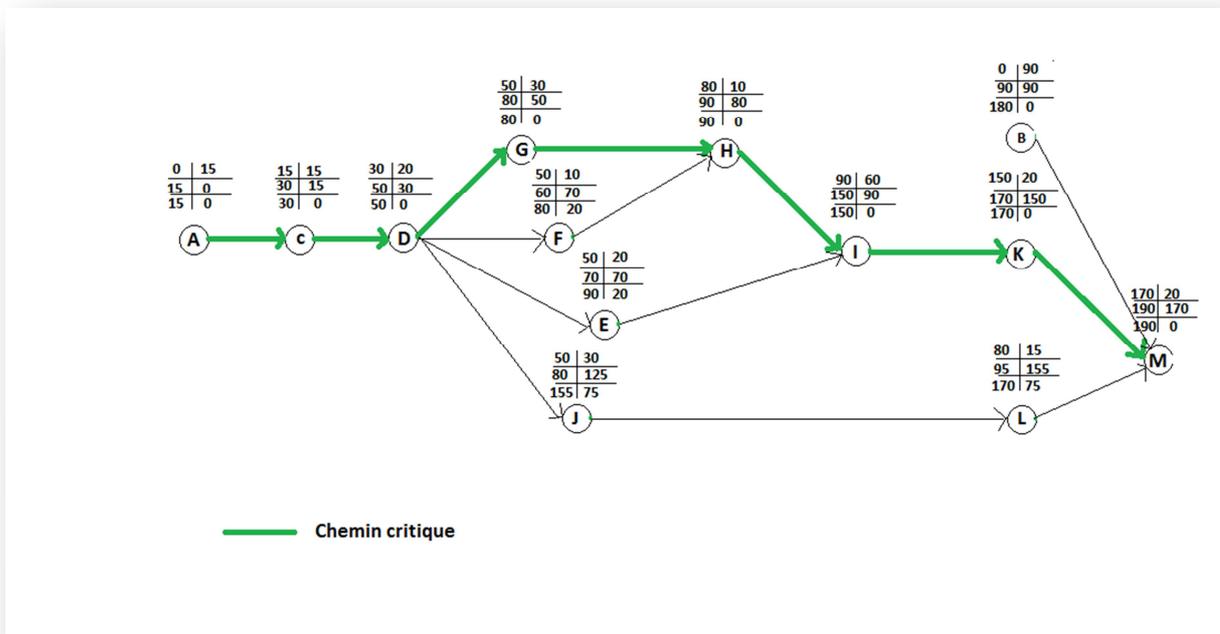


Fig VI.2 : diagramme de gant

Opération/temps	Mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre
	31 jours	30 jours	31 jours	31 jours	30 jours	31 jours	30 jours
A	15						
B							
C	15						
D		20					
E			20				
F			10				
G			30				
H				10			
I					60		
G							
K						20	
L				15			
M							20

**V) Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :**

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le cout des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

**Tableau VI-02 : devis estimatif de la digue**

désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U. (DA)	Montant(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	962	400	384800
Enrochement	m3	1876	1050	1969800
Gravier	m3	4249.4	650	276240.2
Sable	m3	852.4	650	554076
Remblai en argile compacté	m3	71750.7838	850	60988166.3
Produit asphaltique	m3	245	1500	209000
	Montant total =64382082.5(DA)			

**Tableau VI-3 : devis estimatif de l'évacuateur de crue**

désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U.(DA)	Montant(DA)
Déblai	m3	3210	800	1848000
Remblai	m3	754	500	377000
Béton armé 350kg/m3	m3	234	32000	7488000
Sable	m3	78	600	46800
Béton de propreté 250 kg/m3	m3	98.55	10000	985500
Water stop	m3	30	300	9000
enrochement	m3	50	1050	52500
	Montant total =10806800(DA)			

**Tableau VI-4** : devis estimatif de vidange de fond et prise d'eau

désignation	unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m3	400	800	320000
Remblai	m3	300	500	150000
Béton armé 350 kg/m3	m3	35	32000	1120000
Conduite métallique 250 mm	ml	87	42000	3654000
Conduite métallique 250 mm.	ml	84	27000	2286000
Vannes 250mm.	u	2	40000	80000
Vannes 150mm.	u	2	25000	50000
	Montant total : =7660000 (DA)			

La cout total de l'ouvrage est de = cout (digue+ l'évacuateur +vidange +prise)  
= 64382082.5+10806800+7660000 = 82848882.5(DA)

Montant total de la retenue = 82848882.5(DA)
--

### Conclusion :

L'organisation de chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les taches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

# Chapitre VII

Sécurité au travail

**Introduction :**

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accident de travail et de maladies professionnelles augmentent .en Algérie une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale .les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidents et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux a ce pays. Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents .pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements qu'on l'appelle (sécurité du travail).

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents, la direction et le service de sécurité au personnel en lui.

**I.1) causes des accidents de travail :**

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories :

L'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

**I.1.1) facteurs humains :**

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humain qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- la négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive.
- manque de concentration.
- l'agitation.
- la nervosité.
- inaptitude mentale ou physique.
- taux d'erreur important.

**I.1.2) facteurs matériels :**

les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- des lieux de travail (éclairage, conditions climatiques).
- des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

**I.2) causes des maladies professionnelles :**

-les poussières : Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves, parmi ces maladies nous pouvons cité la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquent des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que : -dyspnée :au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de Tuberculose.

**- Le bruit :** Les surdités professionnelles les surviennent par traumatisme sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier :une durée minimale d'exposition de deux années ,déficit audiométrique bilatéral par lésions cohérentes irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes des aux vibrations.

### **I.3) Conditions dangereuses dans le chantier :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillage, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

#### **I.3.1) Méthode et moyens de prévention :**

- Assurer une protection individuelle
- Assurer un entretien continu.
- prudence demandé.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations de protections (gardes corps).
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel.

### **I.4) Actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression  
Ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

**I.4.1) Méthode et moyens de prévention :**

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention a une meilleure utilisation.
- veiller à une meilleure utilisation.

**I.5) Calcul du débit d'air nécessaire a la ventilation du tunnel :**

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaires a la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum de 30m<sup>3</sup> d'air frais par personne

et par heure .Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures Industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m<sup>3</sup>/h).

A<sub>m</sub>: l'alimentation Minimum (A<sub>m</sub>=30m<sup>3</sup>/h/personne).

N: Nombre de personne dans le lieu a aérer.

**I.5.1) Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :**

-Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations. Cette étude nécessite les points suivants :

-Etude détaillée de plans des ouvrages à aérer et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes a grands rayons et des changements de sections des canalisations.

-Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace a aérer.

-Déterminer le nombre et les dimensions de sorties sur la base de volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

-Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

- **La méthode dynamique :**

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (VII-01).

**Tableau (VII-01) :** vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	A l'entrée de la conduite	(4-5) m/s	(6-8) m/s
2	Conduite principale	(4-5) m/s	(6-12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2-5) m/s	(3-6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5-3) m/s	(2-4) m/s
5	Pièces spécialisées(coude)	(0.5-2) m/s	(1-3) m/s

- **Méthode d'équifriction :**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

### I.5.2) Calcul du diamètre de canalisation :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S=Q/V \quad (\text{m}^2)$$

Q: débit d'air (m<sup>3</sup>/s).

V: vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore : 
$$Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

### Conclusion :

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel, de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accidents graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sureté (casque, gants masques, lunette.....).

Tous ces accidents ainsi que la détérioration du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dues à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

# Conclusion générale

Cette étude a été faite sur la base des rapports géologiques, hydrologiques et topographiques bien détaillés.

De point de vue hydrologique nous estimons que l'apport est suffisamment important pour remplir la future retenue qui est destiné à l'irrigation.

En analysant les résultats de notre travail, on voit que :

La disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et en qualité sur le gîte d'emprunt qui est situé à environ 15 km à droite de la retenue collinaire constitue un critère favorable pour la variante (digue homogène).

Les conditions topographiques nous obligent à projeter un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal, en rive droite dans le sens de l'écoulement, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet, dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier, la prise d'eau sera effectuée par simple piquage sur la conduite de vidange dans la chambre des vannes.

On peut citer quelques impacts du présent retenue sur son environnement voir :

- La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gens à faire de l'agriculture.
- La sur exploitation de la nappe sera limité en présence de l'eau de surface.
- A l'aval le rechargement de la nappe diminuera en stockant de l'eau dans le barrage.
- Par conséquent il y a des espèces animales et végétales qui vont subir ce changement, ce dernier va déstabiliser leurs modes de vie.
- Les riverains qui se serviraient de l'eau de cet oued de l'aval vont perdre ce trésor vital.

# Liste des abréviations

ANBT : agence national des barrages et transfert

ANRH : Agence nationale des ressources hydrique

CNAT : Centre national d'assistance technique

DN : diamètre nominale

NGA : nivellement général de l'Algérie

NNR : niveau normale de la retenue.

NPHE : niveau des plus hautes eaux

NVM : niveau volume mort

ONM : Office national de météorologie

RN : route nationale

RPA : règles parasismiques algériennes

ORSTOM : Office de recherche scientifique et technique Outre-mer.

USBR : bureau of réclamation

# Bibliographie:

- [1] : Design of Small dams (2011)
- [2] : R.ROLLEY (1974) Technique des barrages en aménagement rural
- [3] : Mme TOUAIBIA(2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires
- [4] : (M.HASSAN 2015). Conception et dimensionnement des ouvrages annexes de barrage en remblai.
- [5] : (M.HASSAN 2015) Guide méthodologique de conception de l'évacuateur des crues latéral découvert.
- [6] : Règles parasismique algériennes (2003)
- [7] : ANRH/SOGREAH (1989). Etude méthodologique sur l'hydrologie des retenues collinaires.152p.+ Annexes.
- [8] V.AMBARTSOUMIAN (1994) Recommandations méthodologique.