

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

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

*En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique*

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED BOU  
MESSAOUD COMMUNE DE ZENATA W.TLEMCEN**

**PRESENTE PAR :  
GHARRAS SOMIA**

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

<b>M<sup>r</sup>.B.BENLAOUKLI</b>	Maitre de conférences (A)	Président
<b>M<sup>r</sup>.M.D BENSALLAH</b>	Maitre-assistant (A)	Examineur
<b>M<sup>r</sup>. A.ZAROUAL</b>	Maitre-assistant (A)	Examineur
<b>M<sup>me</sup>.N.SAIL</b>	Maitre assistante (A)	Examinatrice
<b>Mr.M.HASSANE</b>	Maitre de conférences (B)	Promoteur

**2015/2016**

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes grands-pères et mes grandes mères ;*

*A mon cher père et ma chère Mère ;*

*A mes sœurs Hafida, Amarra, Fatima et Khadîdja ;*

*A mes frères Mohammed, Ibrahim et Youcef ;*

*A mes chères Asma, Kawter, Bochra et tous les enfants et les bébés de ma famille ;*

*A toute ma grande famille et tous mes amis.*

# Remerciement

« Nous remercions dieu de nous avoir donné le courage d'accomplir ce travail »

Les mots me paraissent toujours bien radins quand vient le moment d'être reconnaissant et de dire merci à ceux qui, avec sollicitude, patience et dévouement, vous ont guidé et aidé.

A chacune des personnes ci-dessous nommées, je tiens, du fond du cœur, à dire merci et bien plus encore...

Mr. MOHAMED HASSANE mon promoteur, qui m'a chaleureusement accueilli au sein de son service, pour ses précieux conseils ainsi que pour son aide précieux dans mes démarches de recrutement à l'issue de ma thèse.

A tous les professeurs et responsables qui ont contribué à ma formation.

Aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

A l'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mes remerciement ne serais pas complets si je ne citerais pas tous mes amis surtout Merzaka , Nabila, Sabrine, Selma , Lies,....., et tous les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce mémoire.

## ملخص

استفادت ولاية تلمسان خلال السنوات الماضية من مشاريع هامة في قطاع الري تمثلت في إنشاء حواجز مائية بهدف تجميع المياه السطحية واستغلالها في سقي الأراضي الفلاحية للولاية.

لذلك قمنا باختيار إحداها والمتمثل في السد المتواجد على مستوى واد بومسعود بدائرة زناتة لولاية تلمسان والذي كان محل دراستنا الهادفة إلى توضيح الجوانب الجيولوجية والهيدرولوجية لهذا الحاجز المائي من أجل تحديد نوع السد والتحقق من مدى ثباته.

## Résumé

La wilaya de Tlemcen a bénéficié dans les dernières années des projets importants dans le secteur d'hydraulique comme la réalisation des retenues collinaires dans le but de stocker les eaux de surface et les utiliser pour l'irrigation des terres agricoles.

De ce fait, nous avons choisi l'une de ces retenues située sur l'oued Boumessaoud dans la commune de Zenata de cette wilaya, qui fera l'objet de cette étude. Notre objectif consiste à mettre en exergue les différents aspects géologiques et hydrologiques de la retenue collinaire pour déterminer le type de la digue et vérifier sa stabilité.

## Abstract

Tlemcen province has benefited during the last years of the important projects in the irrigation sector, like the establishment of water barriers in order to catch surface water to irrigate the neighboring areas. We chose one of them which is dam on the level of Oued Zenata Boumessaoud in Tlemcen, which is the subject of our study, to clarify the geological and hydrological aspects of this dam to determine the type and extent of stability.

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre I : Situation topographique**

Introduction.....	2
I.1. La région d'étude de la retenue de l'oued Bou Messaoud.....	2
I.2. Situation géographique du site.....	3
I.3. Site de la retenue .....	3
Conclusion.....	5

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

Introduction .....	6
II.1.Contexte géologique.....	6
II.2.Terrains en fondation du barrage .....	9
II.2.1.Caractéristiques géomécaniques des terrains de fondation .....	10
II.2.2Interprétation des résultats .....	13
II.3.Terrains en provenance des zones d'emprunts .....	18
II.3.1.Caractéristiques géotechniques des zones d'emprunts .....	18
II.3.2. Interprétation des résultats .....	20
II.4. Séismicité .....	22
Conclusion.....	23

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

Introduction .....	24
III.1. Caractéristiques du bassin versant .....	24
III.1.1. Paramètres géométriques .....	25
III.1.2. Paramètres de forme .....	25
III.1.3. Relief .....	26
III.2. Le réseau d'écoulement .....	30
III.2.1. Densité de drainage $D_d$ .....	30
III.2.2. Temps de concentration du bassin versant $t_c$ .....	31
III.2.3. Profil en long du cours d'eau principal .....	33
III.2.4. La pente moyenne du cours d'eau principal .....	34
III.3. Caractéristiques climatologiques du bassin versant .....	35
III.3.1. Température .....	35
III.3.2. Vent .....	36
III.3.3. L'humidité relative .....	37
III.3.4. Evaporation .....	37
III.4. Etude des précipitations .....	37
III.4.1. Stations et disponibilité des données.....	37

III.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne .....	38
III.4.3. Homogénéisation des données .....	39
III.4.4. Analyse fréquentielle des données .....	40
III.4.4.1. Pluies maximales journalières .....	40
III.4.4.2. Pluies à courte durée et leurs intensités.....	47
III.5. Etude des apports liquides .....	49
III.5.1. Répartition mensuelle de l'apport moyen .....	49
III.5.2. Caractéristiques de l'écoulement .....	50
III.5.3. Etude fréquentielle des apports .....	51
III.6. Les apports solides .....	55
III.6.1. Méthode de GRAVILLOVIC .....	55
III.7. Etude des crues .....	56
III.7.1. Répartition mensuelle du débit moyen .....	56
III.7.2. Etude fréquentielle des débits maximaux .....	57
III.7.3. Hydrogramme de crue .....	62
III.7.4. Choix de la crue de projet .....	64
III.8. Etude de régularisation .....	65
III.8.1. Courbes caractéristiques de la retenue .....	65
III.8.2. Détermination de la garantie de la restitution .....	67
III.8.3. Détermination des besoins .....	67
III.8.4. Calcul du volume mort .....	68
III.8.5. Calcul du volume utile .....	68
III.9. Laminage des crues .....	72
III.9.1. Méthode de Kotcherine.....	73
III.10. Etude d'optimisation .....	75
III.10.1. Calcul du coût approximatif de la digue .....	75
III.10.1.1. Calcul de la revanche .....	75
III.10.1.2. Calcul de la hauteur du barrage .....	76
III.10.1.3. Largeur en crête .....	76
III.10.1.4. Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversantes .....	77
III.10.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues.....	77
III.10.2.1. Coût du canal d'approche .....	77
III.10.2.2. Coût du déversoir .....	78
III.2.3. Coût du coursier .....	78
Conclusion .....	80

## **Chapitre IV : Etude Des variantes**

Introduction.....	81
IV.1. Le choix du site du barrage .....	81
IV.2. Le choix du type de barrage .....	81
IV.3. les variantes à choisir .....	81
IV.4. Définition du profil général de la retenue .....	82
IV.4.1. Hauteur de la retenue .....	82
IV.4.2. La crête .....	82

IV.4.3. Les talus .....	82
IV.4.3.1.Choix des pentes des talus .....	82
IV.4.3.2. Revêtement des talus de la digue .....	83
IV.4.4. Les bermes .....	83
IV.5. Etanchéitédu barrage .....	83
IV.5.1. Le noyau .....	83
IV.5.1.1. Dimensionnement du noyau .....	83
IV.5.2. Drain.....	85
IV.5.2.1.Dimensionnement du prisme de drainage .....	85
IV.5.2.2. Dimensionnement du drain tapis .....	85
IV.5.3. Les Filtres .....	86
IV.5.3.1. Critères de conception .....	86
IV.5.3.2. Calcul des filtres .....	86
IV.6. Calcul du volume des différents matériaux .....	88
IV.6.1.Volume de la crête .....	88
IV.6.2. La protection des talus .....	89
IV.6.2.Volume de la variante barrage homogène .....	89
IV.6.3. Volume de la variante barrage zoné .....	90
IV.7. Estimation du cout de variante .....	91
IV.8. Calcul des infiltrations à travers le corps de la digue .....	91
IV.8.1. Objectif de calcul d'infiltration .....	91
IV.8.2. Ligne de saturation .....	91
IV.8.2.1. Tracé de la ligne de saturation .....	92
IV.8.3. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) .....	94
IV.8.3.1. le débit de fuite à travers le corps du barrage .....	94
IV.8.3.2.le débit de fuite à travers la fondation .....	95
IV.8.3.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage .....	95
IV.9. Calcul de stabilité .....	96
IV.9.1.Stabilité des talus .....	96
IV.9.2.Conséquences de l'instabilité des talus .....	97
IV.9.3. Vérification de la stabilité des talus .....	97
IV.9.4. Ordre de calcul (Méthode des tranches) .....	97
IV.9.5. Les caractéristiques géotechniques des sols .....	99
IV.9.6. Calcul des forces appliquées à chaque tranche .....	99
IV.9.6.1. Classement des forces .....	100
IV.9.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	101
Conclusion.....	103

## **Chapitre V : Etude Des variantes**

V.1.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue .....	104
V.1.2. Différents types des évacuateurs de crues .....	104
V.1.2.1. Evacuateur de crues en puit (tulipe) .....	104

V.1.2.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral .....	105
V.1.2.3. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal .....	105
V.1.2.4. Evacuateur de crues en siphon .....	105
V.1.3. Choix de la variante .....	105
V.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	105
V.1.4.1. Canal d'approche.....	106
V.1.4.2. Le déversoir.....	106
V.1.4.3. Chenal d'écoulement.....	107
V.1.4.4. Le convergent.....	108
V.1.4.5. Coursier .....	108
V.1.4. Dissipateur d'énergie.....	111
V.1.4.7. Canal de restitution .....	113
V.1.5. Conception de l'évacuateur de crues .....	114
V.1.5.1. Hauteur des murs bajoyers .....	114
V.2. La prise d'eau .....	115
V.2.1. Les différentes variantes de la prise d'eau .....	115
V.2.1.1. Prise d'eau en charge .....	115
V.2.1.2. Tour de prise .....	115
V.2.1.3. Prise d'eau flottante.....	115
V.2.2. Dimensionnement de la prise d'eau .....	115
V.2.3. Variante choisie .....	116
V.3. Vidange de fond .....	116
V.3.1. Les différents types de vidange .....	116
V.3.1.1. Conduite de vidange en charge .....	116
V.3.1.2. Conduites à écoulement libre .....	116
V.3.1.3. Ouvrages de vidange à batardeau .....	117
V.3.2. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange .....	117
V.3.2.1. Calcul du débit de vidange .....	117
V.3.2.2. Calcul hydraulique.....	117
V.3.3. La variante choisie.....	118
Conclusion.....	119

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

Introduction.....	120
VI.1. Organisation technique de préparation .....	120
VI.2. Travaux de réalisation .....	120
VI.2.1. Travaux de terrassements.....	120
VI. 2.2. Travaux d'excavations .....	121
VI.2.3. Travaux sur la digue.....	121
VI.2.4. Travaux secondaires.....	121
VI.3. Réalisation du barrage en terre .....	122
VI.3.1. Les moyens de chantier .....	122
VI.3.2. Les moyens humains .....	122
VI.3.3. Les engins de terrassement.....	122

VI.3.4. Le matériel de bétonnage .....	123
IV.4.Planification .....	123
VI.4.1.Détermination des chemins critiquespar la méthode de Tableau.....	126
VI.5. Devis estimatif de la retenue et des ouvrages annexes .....	128
Conclusion.....	129

## **Chapitre VII : Sécurité de travail**

Introduction.....	130
VII .1.Conditions dangereuses dans le chantier .....	130
VII.2.Actions dangereuses .....	130
VII .3.Mesures préventives .....	131
Conclusion.....	131

## Liste des tableaux

### Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II.1 :Caractéristique géotechnique des échantillons du 1 <sup>er</sup> sondage.....	11
Tableau II.2 :Caractéristiques géotechniques des échantillons du 2 <sup>ème</sup> sondage.....	12
Tableau II.3 :Plasticité des sols selon l’abaque de CASAGRANDE.....	13
Tableau II.4 :Paramètres des essais de cisaillement.....	14
Tableau II.5 :Compressibilité en fonction de la nature du terrain.....	15
Tableau II.6 :Les paramètres mesurés par l’essai d’œdométrie.....	15
Tableau II.7 :Granulométrie.....	17
Tableau II.8 :Perméabilité par essai de l’œdométrie.....	17
Tableau II.9 :Perméabilité tirée à partir de la granulométrie.....	18
Tableau II.10 :Caractéristiques géotechniques des échantillons des zones d’emprunts....	19
Tableau II.11 :Résultats des essais Proctor normale.....	20
Tableau II.12 :Paramètre des essai de cisaillement.....	22
Tableau II.13 :Coefficients d’accélération.....	23

### Chapitre III : Etude géologique et géotechnique

Tableau III.1 :Surfaces partielles du bassin versant par tranche d’altitude.....	27
Tableau III.2 :Les longueurs des courbes de niveau.....	28
Tableau III.3 :Classification de Schum.....	31
Tableau III.4 :Temps de concentration ( heures).....	33
Tableau III.5 :Evaluation du profil en long.....	33
Tableau III.6 :Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	35
Tableau III.7 :Température mensuelles moyennes en °C.....	35
Tableau III.8 :Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction de la station de Tlemcen. ....	36
Tableau III.9 :Vitesses du vent mensuelles moyennes.....	36
Tableau III.10 :Humidité relative mensuelle moyenne en (%)......	37
Tableau III.11 :Evaporations mensuelles observées par la station de Tlemcen sont données par le tableau ci-dessous.....	37
Tableau III.12 :Stations pluviométriques.....	38
Tableau III.13 :Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	38
Tableau III.14 :Test de Mood.....	40
Tableau III.15 :Pluies de courte durée et leurs intensités .....	47
Tableau III.16 :Représentation des apports moyens mensuels.....	49
Tableau III.17 :Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel de fréquence 80%.....	54
Tableau III.18 :Représentation des débits moyens mensuels.....	57
Tableau III.19 :Débits de crues pour différentes périodes de retour.....	63
Tableau III.20 :Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet) .....	64
Tableau III.21 :Caractéristique topographiques de la retenue.....	66
Tableau III.22 :Estimation des besoins mensuels pour l’irrigation.....	67
Tableau III.23 :Le volume utile de la retenue.....	69

Tableau III.24 :Régularisation de l'écoulement sans pertes.....	70
Tableau III.25 :Estimation des pertes par infiltration.....	71
Tableau III.26 :Les pertes par infiltration et évaporation .....	71
Tableau III.27 :Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	72
Tableau III.28 :Calcul du débit déversant pour différentes valeur de hd et b.....	73
Tableau III.29 :Débits déversants en fonction de la hauteur forcée.....	74
Tableau III.30 :Charge globale d'eau sur le réservoir.....	75
Tableau III.31 :Hauteur du barrage.....	76
Tableau III.32 :Largeur on crete.....	76
Tableau III.33 :Calcul du volume de la digue.....	77
Tableau III.34 :Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes .....	77
Tableau III.35 :Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes .....	78
Tableau III.36 :Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes .....	78
Tableau III.37 :Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	79
Tableau III.37 :Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	79
Tableau III.38 :Tableau récapitulatif des prix totaux .....	79
Tableau III.39 :Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	80

## **Chapitre IV : Etude Des variantes**

Tableau IV.1 :Valeurs indicatives des fruits de talus.....	82
Tableau IV.2 :Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	83
Tableau IV.3 :Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	84
Tableau IV.4:Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	84
Tableau IV.5 :Diamètres des filtres.....	88
IV.5.4.Dent d'ancrage .....	88
Tableau IV.6 :Volume de la crete.....	88
Tableau IV.7 :Volume (sable +gravier +enrochement).....	89
Tableau IV.8 :Calcul de volume des recharges (argile).....	90
Tableau IV.9 :Calcul des volumes du noyau.....	90
Tableau IV.10 :Calcul de volume des recharges (2 <sup>ème</sup> variante).....	90
Tableau IV.11 :Les couts des variantes étudiés.....	91
Tableau IV.12 :Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	93
Tableau IV.13 :Classification des barrages.....	95
Tableau IV.14 :Gradient admissible à travers le remblai terreux.....	96
Tableau IV.15 :Coefficient de stabilité admissible des talus.....	97
Tableau IV.16 :Les différentes valeurs de $K_1$ et $K_2$ .....	98
Tableau IV.17 :Caractéristique géotechnique du sol.....	99
Tableau IV.18 :Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.. .....	102

## **Chapitre V : Etude Des variantes**

Tableau V.1 :Profil Creager.....	107
Tableau V.2 : Détermination de profondeur normale.....	109
Tableau V.3 :Ligne d'eau à pas d'espace de 20m.....	111

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

Tableau VI.1 :Symboles des opérations .....	124
Tableau VI.2 :Détermination des chemins critiques.....	126
Tableau VI.3 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire (Diagramme de Gant).....	127

## Liste des Figures

### Chapitre I : Situation topographique

Figure I.1 :La région d'étude de la retenue collinaire projetée.....	2
Figure I.2 :Extrait de la carte d'état-major topographique de Tlemcen (ech 1/50000)...	4
Figure I.3 : Vue aérienne du site de la retenue de oued Bou Messaoud (proposé par Google earth).....	4

### Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II.1 :Extrait de la carte d'état-major géologique de Tlemcen (ech 1/50000)....	7
Figure II.2 :Sondage N°1.....	8
Figure II.3 :Sondage N°2.....	9
Figure II.4 :Essai de cisaillement à la boîte ( sondage 1 échantillon 2).....	14
Figure II.5 :Essai de cisaillement à la boîte (sondage 2 échantillon6).....	14
Figure II.6 :Essai de Compressibilité(sondage 1 échantillon 1).....	15
Figure II.7 :Essai de Compressibilité (sondage 2 échantillon 6).....	16
Figure II.8 :Essais Proctor ( zone d'emprunt N°1).....	20
Figure II.9 :Essais Proctor ( zone d'emprunt N° 3).....	21
Figure II.10 :Essais Proctor ( zone d'emprunt N°2).....	21
Figure II.11 :Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.....	22

### Chapitre III : Etude géologique et géotechnique

Figure III.1 :Bassin versant de l'oued Bou Messaoud.....	24
Figure III.2 :Rectangle équivalent.....	26
Figure III.3:Surfaces hypsométriques .....	26
Figure III.4 :Répartition des surfaces hypsométriques.....	27
Figure III.5 :La courbe hypsométrique.....	28
Figure III.6 :Présentation des courbes de niveau du B.V.....	30
Figure III.7 :Classification de Schum.....	31
Figure III.8 :Profil en long du cours d'eau principal.....	34
Figure III.9 :Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	38
Figure III.10 :Ajustement graphique des pluies maximales à la loi de GUMBEL.....	42
Figure III.11 :Ajustement graphique des pluies maximales à la loi de GAUSS.....	44
Figure III.12 :Ajustement graphique des pluies maximales à la loi de GALTAN.....	46
Figure III.13 :Courbes des pluies à courtes durées.....	48
Figure III.14 :Courbes IDF.....	48
Figure III.15 :Répartition mensuelle des apports moyens.....	49
Figure III.16 :Ajustement graphique des apports à la loi de GUMBEL.....	52
Figure III.17 :Ajustement graphique des apports à la loi de GALTON.....	53
Figure III.18:Apports mensuels calculés de fréquence 80%.....	57
Figure III.19 :Représentation des débits moyens mensuels.....	57
Figure III.20 :Ajustement graphique des débits maximaux à la loi exponentielle.....	58
Figure III.21 :Ajustement graphique des débits maximaux à la loi de GALTON.....	60
Figure III.22 :Ajustement graphique des débits maximaux à la loi de GUMBEL.....	61

Figure III.23 :Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	63
Figure III.24 :Hydrogramme de crue centennale.....	64
Figure III.25 :La courbe surface hauteur.....	66
Figure III.26 :La courbe capacité hauteur.....	67
Figure III.27 :Laminage de crue pour différentes largeurs du déversoir.....	74
Figure III.28 :Optimisation de la largeur d'évacuateur de crues.....	79

### **Chapitre IV : Etude Des variantes**

Figure IV.1 :Coupe d'un tapis de drainage.....	85
Figure IV.2 :Schéma de calcul de la ligne de saturation .....	92
Figure IV.3 :Caractéristique de la ligne de saturation déterminée à partir du rapport, d'après Casagrande (1937).....	94
Figure IV.4 :Schéma illustrant le principe de la méthode des tranches.....	98
Figure V.1 :Dimensions du déversoir.....	106
Figure V.2 :Profil Creager.....	107
Figure V.3 :Ligne d'eau dans le coursier.....	113
Figure V.4 :Bassin de dissipation Source : (design of small dams).....	113

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

Figure VI.1:Réseau à nœud.....	125
--------------------------------	-----

### **Liste des planches**

**Planche N°01** : plan d'aménagement.

**Planche N°02** : coupe géologique et profil en long à travers l'axe de la digue.

**Planche N°03** : coupe types des variantes.

**Planche N°04** : calcul du stabilité.

**Planche N°05** : profil en long de l'évacuateur de crue.

**Planche N°06** : coupe en travers prise d'eau et vidange de fond.

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

En Algérie, les ressources en eau sont insuffisantes et mal réparties. Dans ce cas, il est indispensable de mobiliser cette ressource afin de la réutiliser durant les périodes sèches. L'irrigation des terres agricoles reste le secteur le plus consommateur en eau.

C'est dans ce contexte que l'Algérie a lancé dans le cadre de la PMH (Petite et Moyenne Hydraulique) un programme de retenues collinaires visant la réalisation de plus de 300 retenues dans le Nord de l'Algérie. Ce programme ambitieux aura un impact positif sur l'agriculture, puisqu'il vise en premier lieu l'irrigation des terres agricoles dans les zones reculées.

La Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tlemcen a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la réalisation de retenues collinaires destinées à l'irrigation.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire de fin d'étude, où on détaillera l'étude de faisabilité de la retenue d'Oued Bou Messaoud dans commune d'Henaya, Daïra de Zenata wilaya de Tlemcen.

Le mémoire est axé sur sept chapitres, Une synthèse topographique, géologique et géotechnique assez poussée pour caractériser la faisabilité du site du point de vue stabilité géologique et propriétés du sol. Une étude hydrologique pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage pour optimiser les dimensions de la retenue, en particulier l'évacuateur de crues. Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des variantes nécessaires pour choisir la variante la plus économique et faire son étude détaillée. Puis on passe au dimensionnement des ouvrages annexes. En finissant notre travail par la planification des travaux et la sécurité de travail.

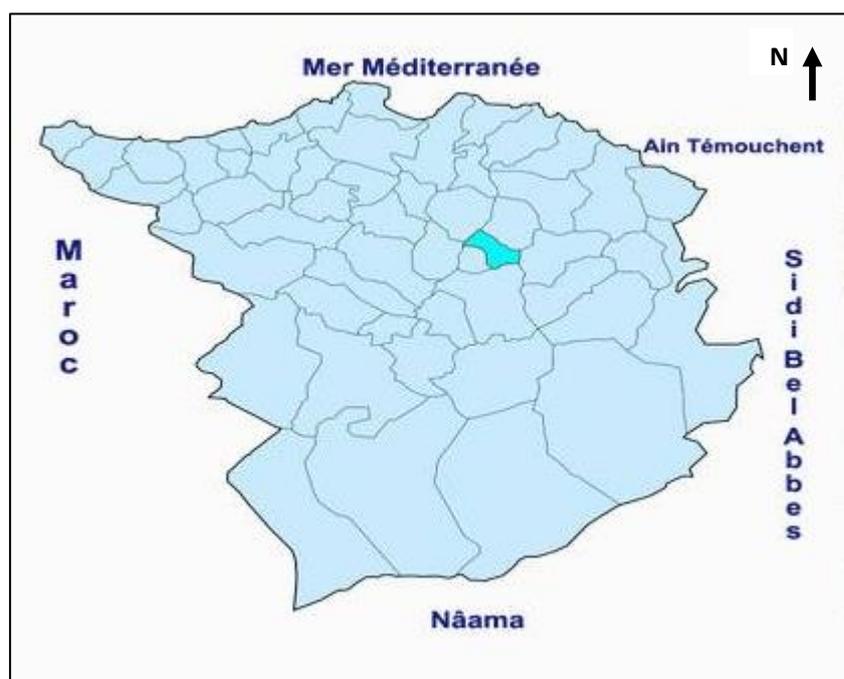
**Introduction:**

Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état-major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage.

**I.1. Situation géographique de la zone d'étude :**

La région d'étude fait partie de la wilaya de Tlemcen qui occupe une position de choix au sein de l'ensemble national. Wilaya à la fois frontalière et côtière avec une façade maritime de 70Km, la wilaya s'étend sur une superficie de 9017,69Km<sup>2</sup>. Elle est limitée par :

- La mer méditerranée au Nord ;
- La wilaya d'Ain Témouchent de l'Est ;
- La wilaya de Sidi Bel Abbès à l'Est Sud Est ;
- La wilaya de Saïda ;
- Le Maroc à l'Ouest.



**Figure I.1 :** Situation géographique de la zone d'étude.

**I.2. Situation géographique du site:**

L'oued Bou Messaoud fait partie du grand bassin de la Tafna qui est située au Nord-Ouest du territoire Algérien, s'étend sur la totalité de la wilaya de Tlemcen sur une superficie de 7245Km<sup>2</sup>.

Sur sa partie septentrionale qui débute pratiquement du village de la Tafna et s'étend jusqu'à la plage de Rechgoune, embouchure de la Tafna sur la mer. Les oueds Boukiou, Boumessaoud et Zitoun sont les principaux affluents de cette partie.

### **I.3. Site de la retenue :**

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

En prenant ces paramètres en considération on s'est proposé un site dans la situation géographique est:

Le petit barrage projeté est situé dans la commune de ZENATA daïra d'HENNAYA wilaya de TLEMEN. Il sera réalisé sur l'oued BOU-MESSOUAD à quelques kilomètres en amont de sa confluence avec oued ZITOUN.

L'oued BOU-MESSAOUD est constitué par deux affluents principaux : l'oued BEL-ABBES et l'oued BOU-DJEMIL dont les sources se situent pour le premier au niveau des hauteurs de ATTAR et pour le second entre ZARIFET et AIN-DOUZ.

Coordonnées Lambert du site : Carte d'état-major de Tlemcen, échelle 1/50000<sup>eme</sup>

X=121,35 km.

Y=192,40 km.

Z=250,00 m.

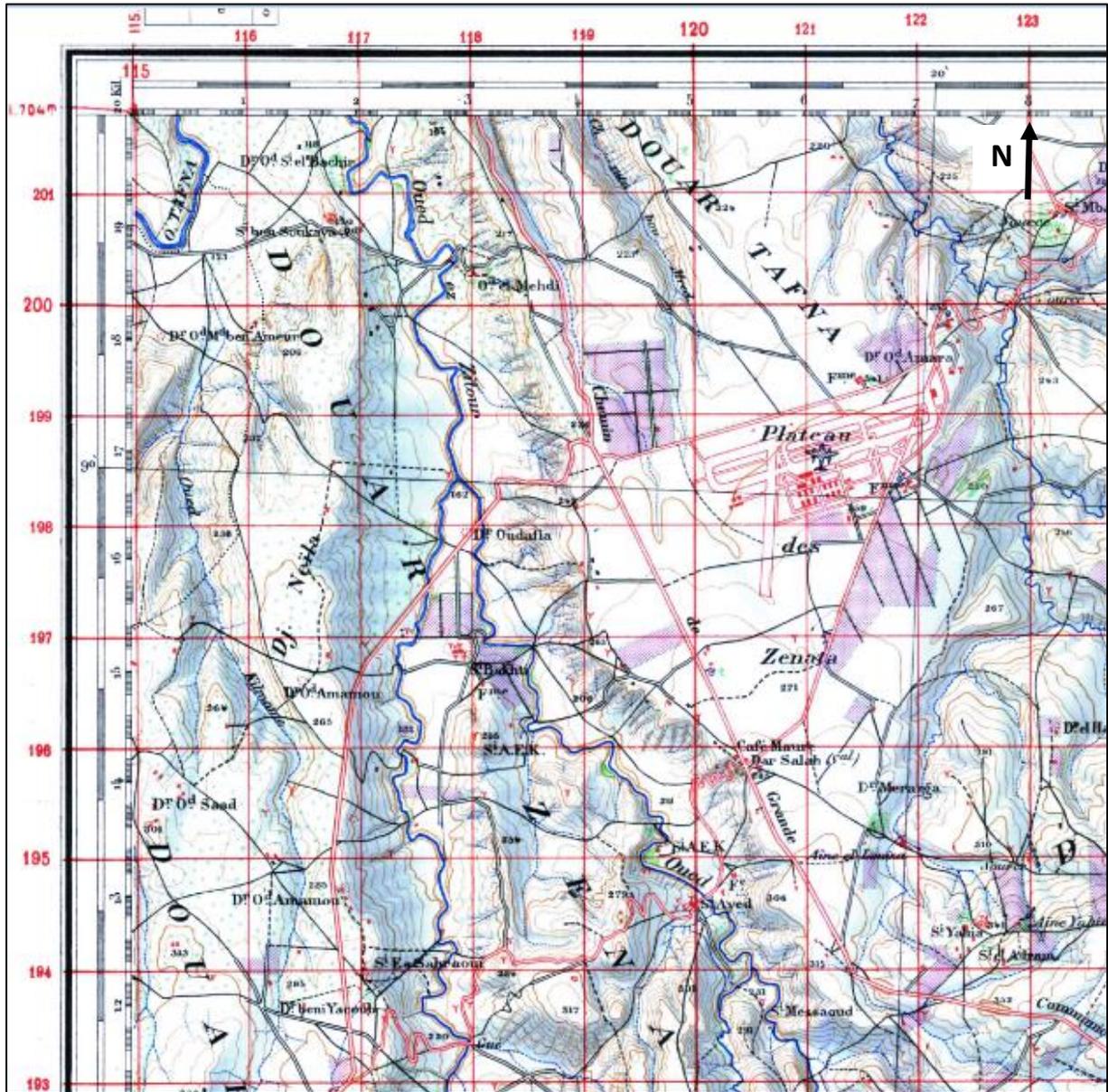
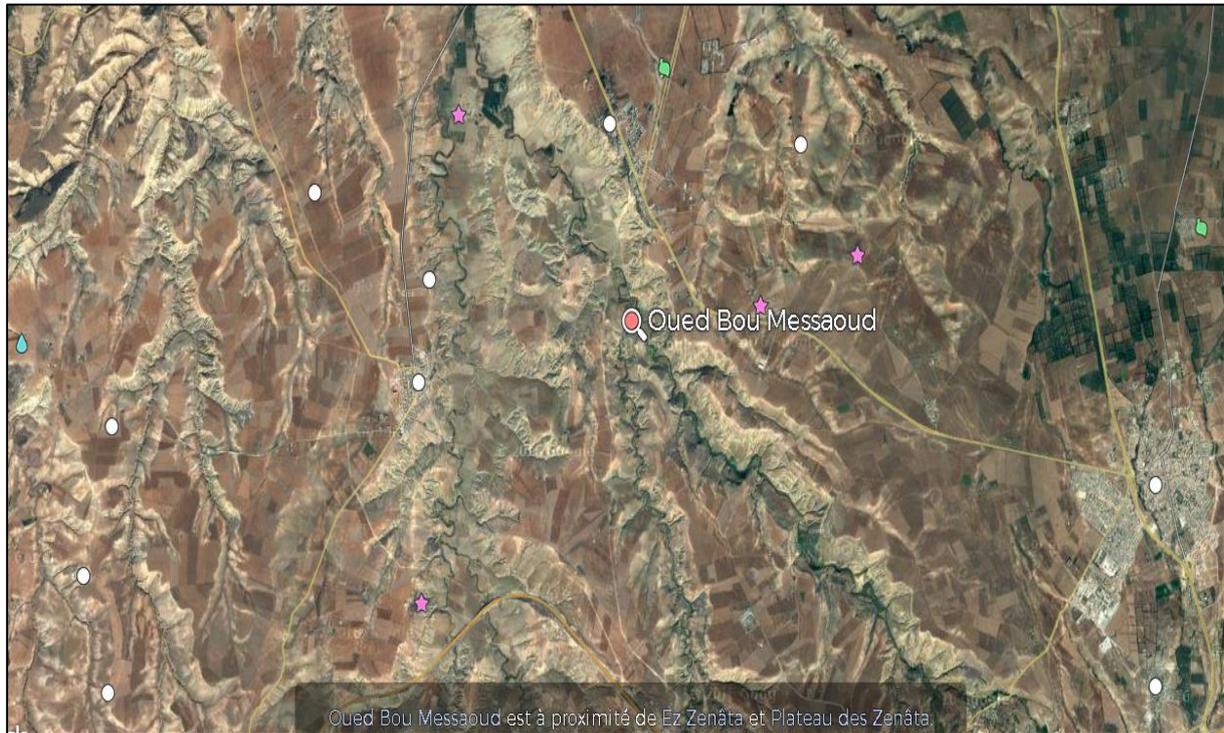


Figure I.2 :La carte d'état-major topographique de Tlemcen (ech 1/50000)



**Figure I.3 :** Image Satellitaire du site de la retenue de oued Bou Messaoud (proposé par Google earth)

**Conclusion :**

D'après les informations sur le site on conclue d'une façon globale qui est faisable pour la projection de notre futur ouvrage du point de vue topographique, dont aucun risque particulier n'est à craindre.

**Introduction :**

Dans ce chapitre on présente le site d'étude ainsi que les caractéristiques géologiques et géotechniques nécessaires à la réalisation de notre ouvrage hydraulique.

L'étude géologique est la phase la plus importante dans la conception d'ouvrages hydrauliques. L'objectif principal de l'investigation géologique est d'évaluer les aspects fondamentaux qui définissent les possibilités réelles qu'offre le site choisi pour l'emplacement de l'ouvrage. Elle doit tenir compte de :

-La cuvette et les appuis: Détermination de la coupe faciale génétique avec la description des types lithologiques, ainsi qu'une évaluation de l'étanchéité ou l'imperméabilité ainsi que le dimensionnement et la caractérisation des mouvements des pentes.

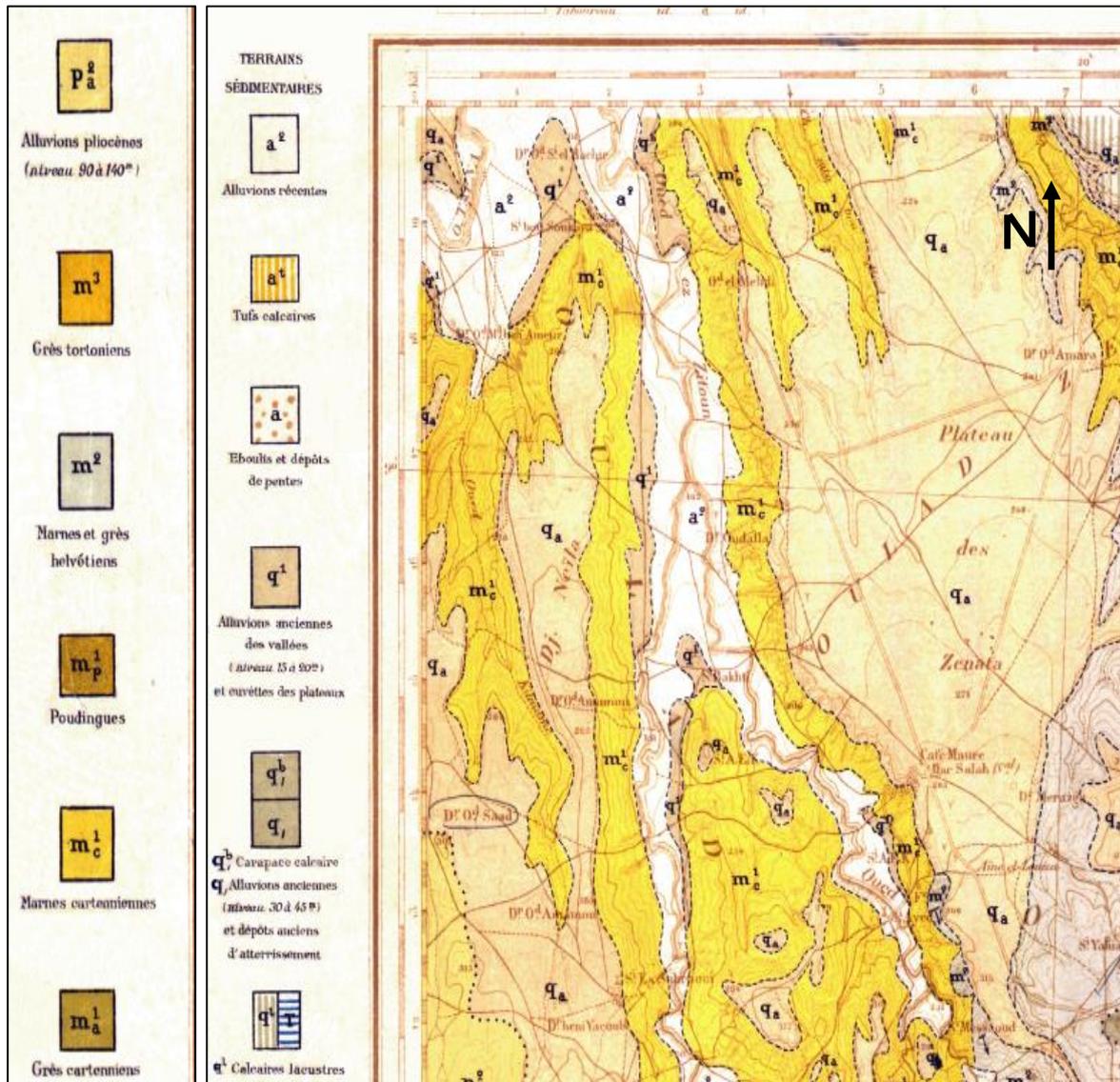
-La garantie de la rétention de l'eau stockée est un aspect vital. La prise de mesures contre la filtration dans la cuvette et les appuis tendent à élever le coût de l'ouvrage. Situation semblable provoque la présence de pentes instables, par exemple, traces d'anciens ou de récents glissements, possibles affectations par le remplissage ou l'exploitation du barrage, des berges à tendance érosive qui pourraient envaser le barrage en un temps réduit, des risques d'eutrophisation, etc. Ceux-ci, entre autres, sont des aspects qui doivent être définis avec clarté à cause des possibles affectations sur le futur ouvrage.

-Fondation de la digue et des ouvrages annexes: Définition de la coupe faciale génétique avec la description des types lithologiques, en évaluant sa perméabilité et sa stabilité.

-Des Matériaux de construction et des gites d'emprunts.

**II.1.Contexte géologique**

D'après la carte géologique de la région de Tlemcen au 1/50000<sup>e</sup>, le terrain d'étude se trouve sur une formation des alluvions récentes surtout au niveau du lit d'oued. Cette formation est caractérisée par des dépôts graveleux, sableux, à limoneux, tandis que dans les berges, le terrain appartient au Miocène de la période Néogène de 1<sup>ère</sup> Cénozoïque, représentée par une importante formation de marne. Cette formation est très répandue dans la région, elle longe oued Boumessaoud dans la partie Nord au Sud, elle plonge sous les formations du Miocène et de Quaternaire. (figure II 1 )

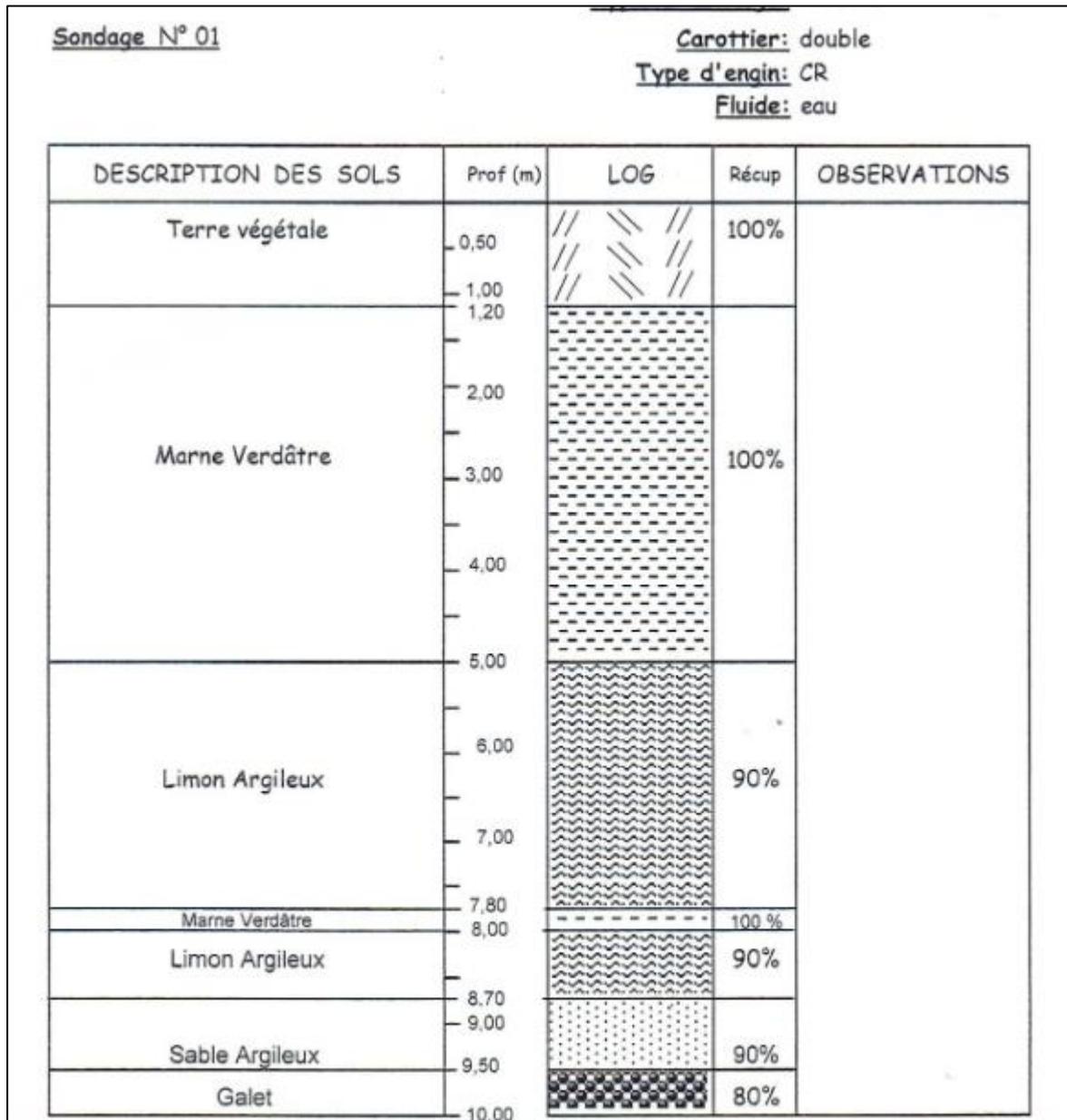


**Figure II 1 :** La carte géologique de Tlemcen (ech 1/50000)

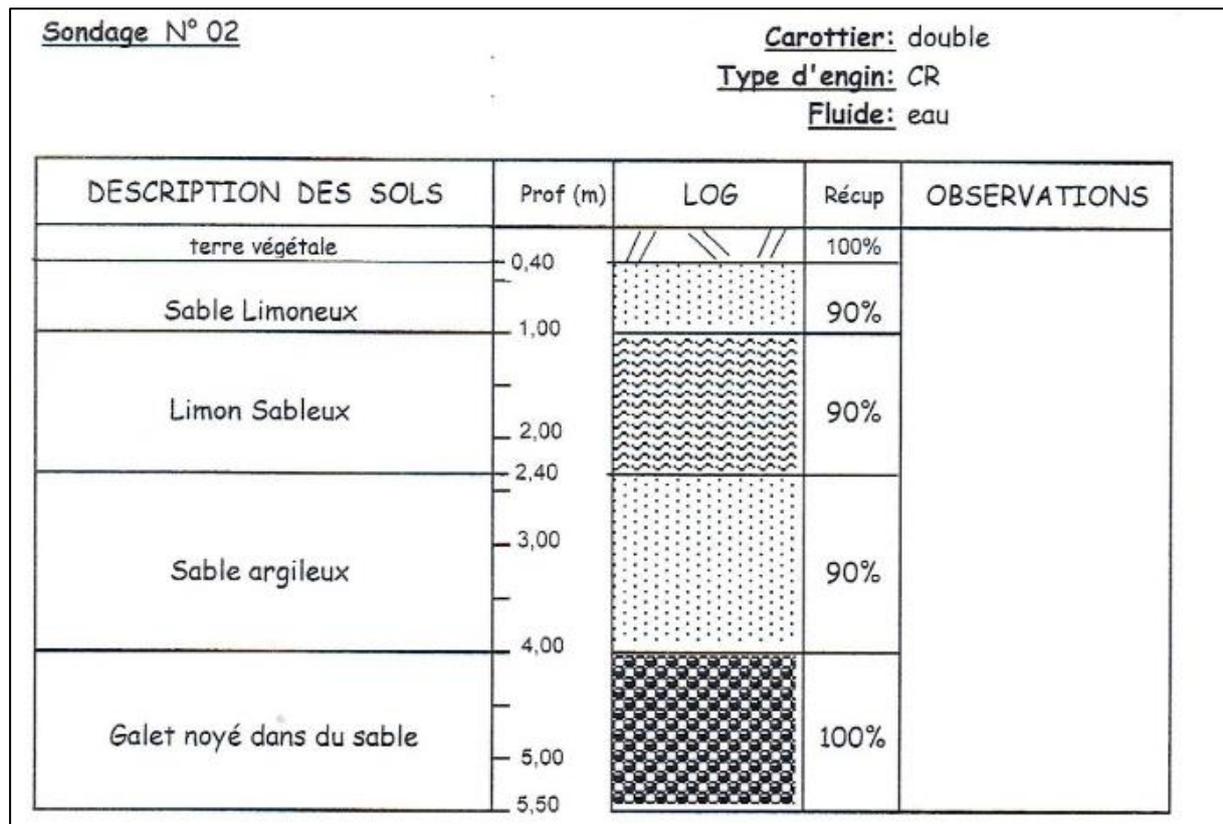
La reconnaissance géologique du site à base de deux (02) sondages carottés, a révélé au sondage N° 1, une mince couche métrique de terre végétale masquant une formation de marne verdâtre. Cet ensemble repose sur une intercalation de limon argileux de sable et de galet sur une épaisseur de 5 m.

Quant au deuxième sondage, la formation géologique de la marne est absente et laisse apparaître la succession lithologique du limon argileux, du sable et du galet.

Donc le terrain en profondeur est homogène.



**Figure II 2 :** Coupe lithologique du sondage N°1. (Source : L.T.P.O).



**Figure II 3 :** Coupe lithologique du sondage N°2. (Source : L.T.P.O).

**II.2.Terrains en fondation du barrage**

Le terrain de fondation est constitué des alluvions récentes, principalement au niveau du lit de l’oued, caractérisé par des dépôts graveleux, sableux, à limoneux, tandis que dans les berges, le terrain est représenté par une importante formation de marne très répandue dans la région et plonge sous les formations récentes décelées au niveau du lit d’oued.

Formation de marne verdâtre :

De texture argile limoneuse, compacte, moyennement plastique, surconsolidé moyennement compressible et présentant un potentiel de retrait-gonflement faible.

Les résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ont offert de bonnes performances géotechniques.

Formation de limon argileux et sableux :

De texture limoneuse parfois légèrement sableuse, compact, moyennement plastique, surconsolidé, moyennement compressible et présentant un potentiel de retrait gonflement faible.

### Formation de sable argileux :

de texture sable argileux, compacte fin devenant grossier en profondeur pour donner naissance aux galets noyés dans le sable, il est peu plastique, surconsolidé moyennement compressible et présentant un potentiel de retrait gonflement faible.

### Formation de galets noyés dans du sable :

Seule la granulométrie a pu être réalisée, les résultats obtenus ont que la fraction  $> 20$  mm est de 46%.

### **II.2.1. Caractéristiques géomécaniques des terrains de fondation :**

Les paramètres géomécaniques essentiels de lithofacies de fondation de la digue ont concerné onze (11) échantillons prélevés des sondages 1 et 2.

**Tableau II 1** : Caractéristique géotechnique des échantillons du 1<sup>ier</sup> sondage (Source : L.T.P.O).

SONDAGE/ PUIITS		1	1	1	1	1	
N° ECHANTILLION		1	2	3	4	5	
PROFONDEUR (m)		1,70-2,00m	2,40-2,70m	3,15-3,50m	3,90-5,00m	5,50-5,70m	
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLIONS		Marne verdâtre	Marne verdâtre	Marne verdâtre	Marne verdâtre	Limon argileux	
ESSAIS PHYSIQUES	DENSITE SECHE ( $\gamma_d$ ) t/m <sup>3</sup>		1,82	1,90	1,80	1,69	1,74
	TENEUR EN EAU NATURELLE ( $\omega$ ) %		14,00	11,00	15,00	19,00	17,28
	DEGRE DE SATURATION (SR) %		78,00	68,00	82,00	85,00	84,00
	POIDS SPECIFIQUE ( $\gamma_s$ ) t/m <sup>3</sup>		2,08	2,09	2,07	2,09	2,03
	GRUNULO & SIDEMEN	ARGILE (%)	29,00	25,00	30,00	37,00	24,00
		LIMON (%)	23,00	37,00	20,00	29,00	25,00
		SABLE (%)	48,00	37,00	49,00	32,00	49,00
		GRAVIER (%)	0,00	1,00	1,00	2,00	2,00
	Tamisat à 0,08 mm (%)		93,00	94,00	94,00	94,00	91,00
	Tamisat à 2 mm (%)		99,00	100,00	100,00	98,00	99,00
	Limite d'Atterberg $\omega_L$ (%)		32,00	29,00	29,00	33,00	31,00
	Indice de plasticité $I_p$ (%)		16,00	14,00	15,00	17,00	16,00
	limite de retrait $\omega_R$ (%)		23,00	19,00	19,00	17,00	19,00
	Equivalent de Sable E.S (%)						
ESSAIS MECANIKES	Pression de consolidation (bars)		2,60				2,40
	Coefficient de tassement		0,117				0,116
	Coefficient de gonflement		0,045				0,047
	permeabilité (K) à 1,25 bars cm/s		2,27E-07				1,469E-07
	permeabilité (K) à 2,50 bars cm/s		1,64E-07				7,282E-08
	Pression de gonflement ( $\sigma_g$ ) bars		0,182		0,158		0,15
	COMPRESSION SIMPLE $R_c$ Kg/cm <sup>2</sup>						
CISAIL UU	W (%)		10	16	18		
	C (Kg/cm <sup>2</sup> )		1,2	0,4	0,63		
	$\phi$ (°)		34	32,5	26,5		
ESSAIS CHIMIQUES	CaCo <sub>3</sub> %						
	V.du bleu %						
	SO <sub>4</sub> mg/ Kg						
	SO <sub>4</sub> %						
	M.O %						
	C.L mg/Kg						

**Tableau II 2** : Caractéristiques géotechniques des échantillons du 2<sup>ème</sup> sondage (Source : L.T.P.O).

SONDAGE/ PUIITS		2	2	2	2	Bas talus	Haut talus	
N° ECHANTILLION		6	7	8	9	10	11	
PROFONDEUR (m)		1,30-1,60m	2,40-2,50m	3,85-4,00m	5,00-5,50m			
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLIONS		Limon sableux	sable argileux	sable argileux	galets noyés dans du sable	Limon marron sableux	argile verdatre	
ESSAIS PHYSIQUES	DENSITE SECHE ( $\gamma_d$ ) t/m <sup>3</sup>		1,76	1,94	1,93			
	TENEUR EN EAU NATURELLE (W) %		15,63	12	15,91			
	DEGRE DE SATURATION (SR) %		79	80	107			
	POIDS SPECIFIQUE ( $\gamma_\eta$ ) t/m <sup>3</sup>		2,03	2,16	2,24			
	GRUNULO & SIDEMEN	ARGILE (%)	34	23	18	4	23	34
		LIMON (%)	17	17	18	4	15	24
		SABLE (%)	49	60	39	38	60	37
		GRAVIER (%)	0	0	25	54	2	5
	Tamisat à 0,08 mm (%)		85	81	59	16	55	78
	Tamisat à 2 mm (%)		100	100	75	46	99	96
	Limite d'Atterberg WL (%)		30	28	26		22	41
	Indice de plasticité IP (%)		15	13	8		6	19
	limite de retrait WR (%)		20	23	24		20	17
Equivalent de Sable E.S (%)								
ESSAIS MECANIQUES	Pression de consolidation (bars)		2,3	3,6				
	Coefficient de tassement		0,118	0,126				
	Coefficient de gonflement		0,039	0,056				
	permeabilité (K) à 1,25 bars cm/s		3,258E-07	4,195E-07				
	permeabilité (K) à 2,50 bars cm/s		3,445E-07	4,507E-07				
	Pression de gonflement ( $\sigma_g$ ) bars					0,158		
	COMPRESSION SIMPLE Rc Kg/cm <sup>2</sup>				0,516			
	CISAIL UU	W (%)	14			16		
C (Kg/cm <sup>2</sup> )		1,1			0,4			
$\phi$ (°)		26,5			32,5			
ESSAIS CHIMIQUES	CaCo <sub>3</sub> %					14	23	
	V.du bleu %							
	SO <sub>4</sub> mg/ Kg							
	SO <sub>4</sub> %							
	M.O %							
	C.L mg/Kg							

**II.2.2 Interprétation des résultats :**

- **Essais physiques**

Les formations des deux sondages sont saturées de 68% à 107%

Les valeurs de la densité sèche varient de 1,69 à 1,94 t/m<sup>3</sup>, tandis que les densités spécifiques sont aux alentours de 2,24 t/m<sup>3</sup>.

- **Limites d'Atterberg**

Elle permet d'établir la plasticité de notre sol c'est-à-dire la zone dans laquelle on considérera que le sol est plastique. L'essai est réalisée sur les onze échantillons. D'après l'abaque de CASAGRANDE (diagramme de plasticité), le sol de fondation de la digue est caractérisé par des argiles de faible plasticité. Concernant la composition des matériau fins, on retrouve que la fraction argileuse est plus importante que la fraction limoneuse.

- **Essai de cisaillement à la boîte (Triaxial UU)**

Les résultats des essais de cisaillement à la boîte ont montré de bonnes performances géotechniques de cette formation, en effet quatre échantillons prélevés des deux sondages de la zone de fondation de la digue, ont subi les différents essais de boîte de cisaillement.

Les courbes tracées (fig) nous permettent d'obtenir C et  $\varphi$  qui sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne.

**Tableau II 4 :** Paramètres des essais de cisaillement

sondages	1			2
	2	3	4	6
N° échantillon	10	16	18	14
teneur en eau $\omega$ (%)	1,16	0,49	0,65	1,09
Cohésion $C_{uu}$ (bars)	34	32	25	26
Angle de frottement $\varphi$ (°)				

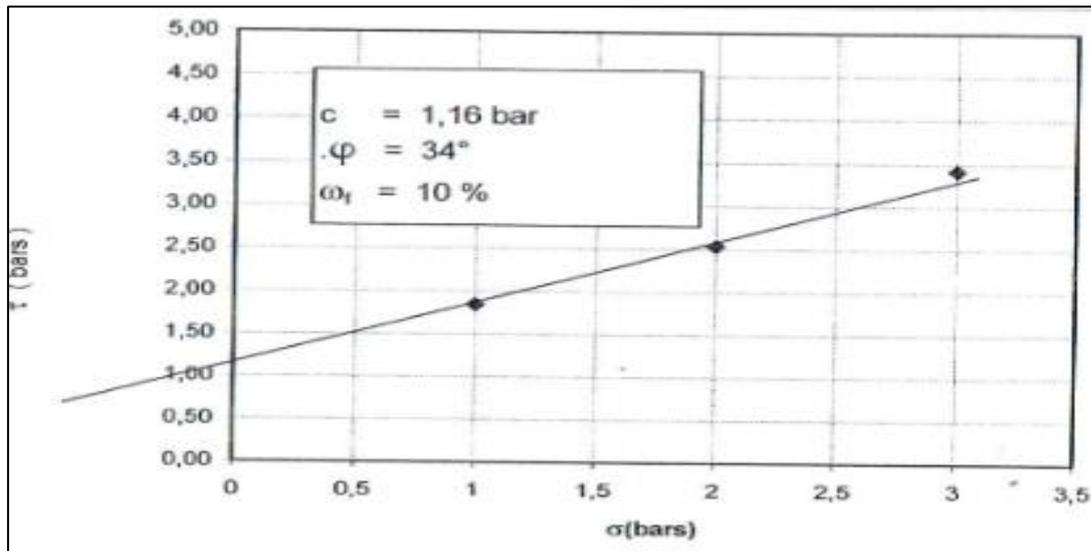


Figure II 4 :Essai de cisaillement à la boîte ( sondage 1 echantillon 2(Source : L.T.P.O)).

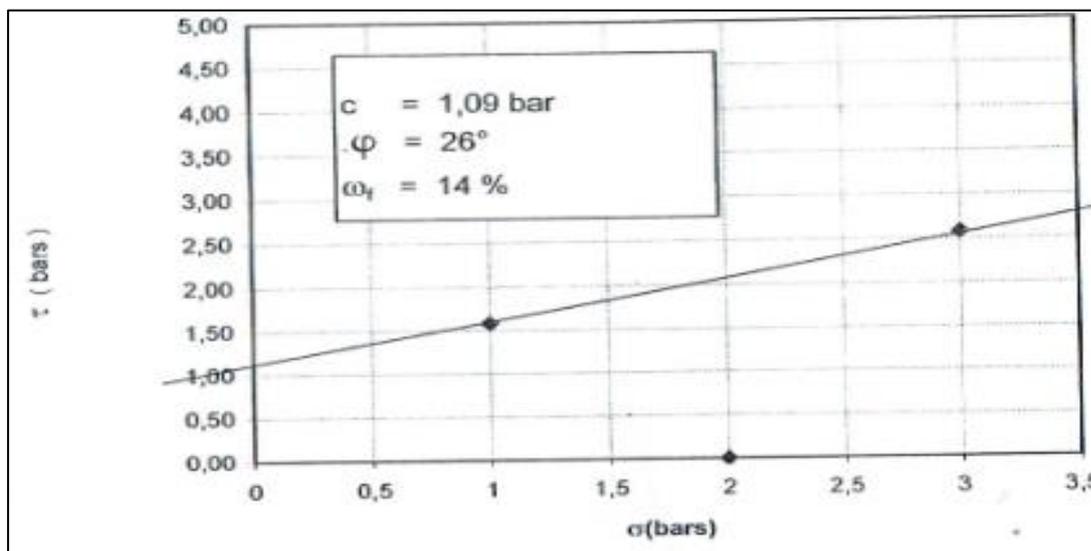


Figure II 5 :Essai de cisaillement à la boîte (sondage 2 échantillon 6(Source : L.T.P.O)).

▪ **Mesure de la compressibilité**

Cet essai donne la compressibilité du sol, qui peut être estimée au moyen de l'œdomètre, appareil permettant de mesurer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps.

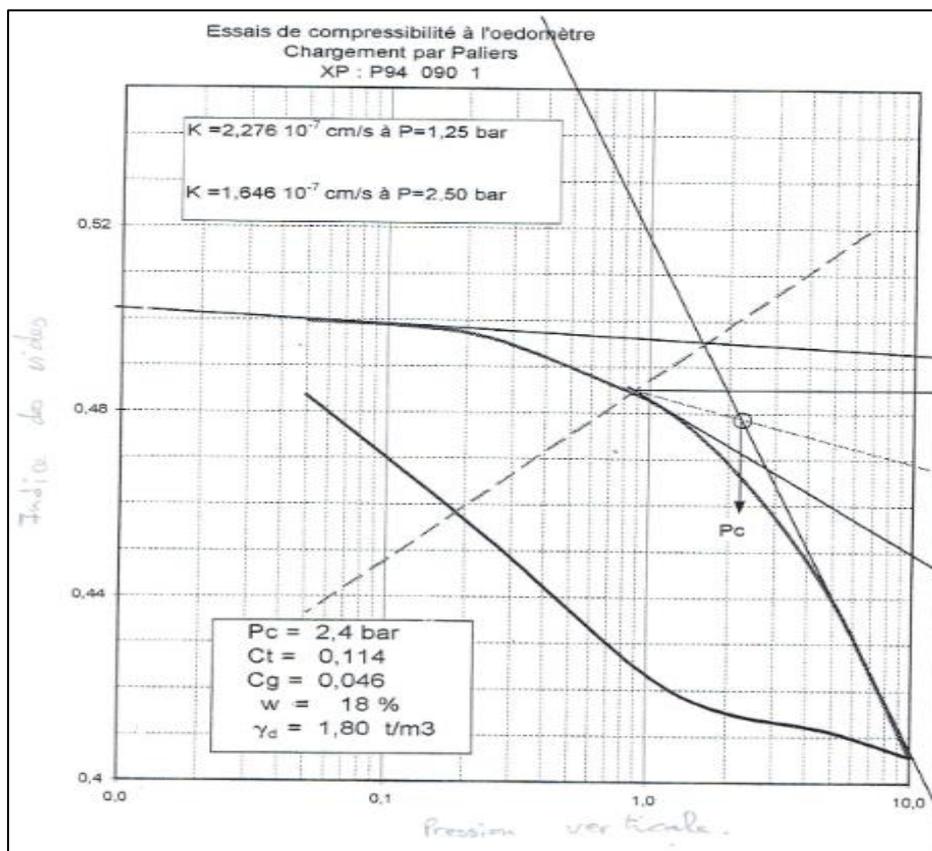
D'après les résultats obtenus, on peut conclure que le terrain de fondation est moyennement compressible.

**Tableau II 5 :** Compressibilité en fonction de la nature du terrain

terrain	compressibilité
Marnes verdatres	Sur-consolidés moyennement compressible
Limons argileux et sableux	Sur-consolidés moyennement compressible
Sables argileux	Sur-consolidés moyennement compressible

**Tableau II 6 :** Les paramètres mesurés par l'essai d'œdométrie

sondage	1		2	
N° échantillon	1	5	6	7
Pression de consolidation	2,4	2,1	2,3	2,5
Coefficient de tassement Ct (%)	0,114	0,106	0,124	0,125
indice de gonflement Cg (%)	0,046	0,039	0,037	0,059



**Figure II 6 :** Essai de Compressibilité (sondage 1 échantillon 1 (Source : L.T.P.O)).

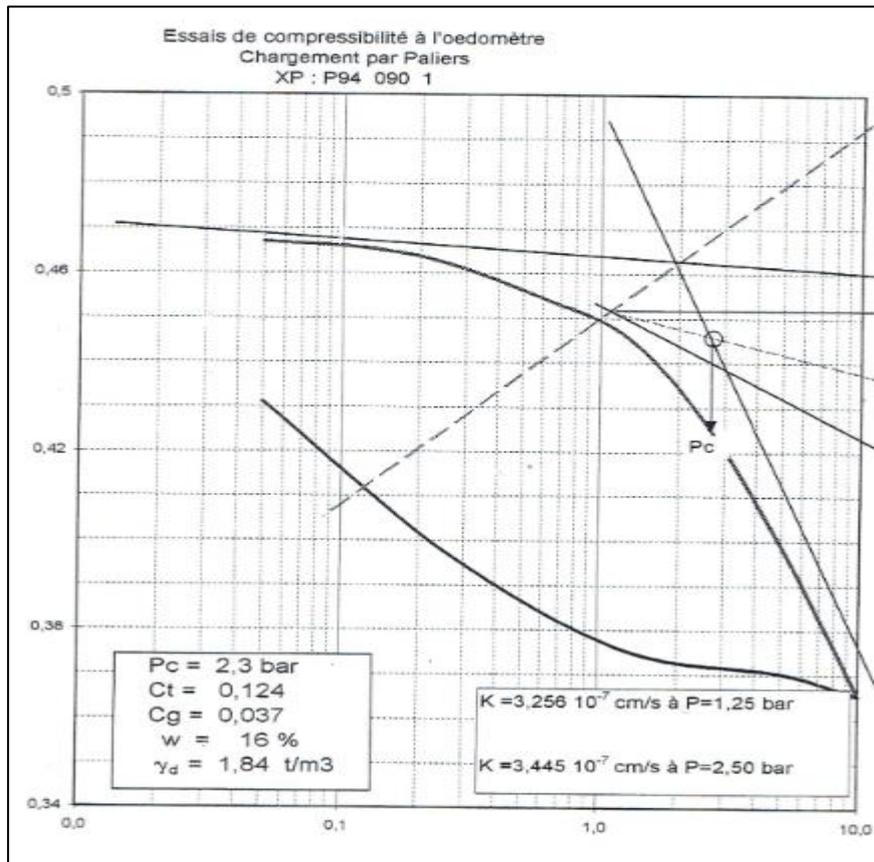


Figure II 7 :Essai de Compressibilité (sondage 2 échantillon 6(Source : L.T.P.O)).

### ▪ Granulométrie

La granulométrie a été faite sur la fraction des grains qui est inférieure à 20mm, d'où 9 échantillons des deux sondages, 2 échantillons du bas et haut de talus ont subi cette analyse.

A partir de cette analyse on peut déterminer les grandeurs caractéristiques de la granulométrie du sol  $C_u$  et  $C_c$  qui sont respectivement le coefficient d'uniformité et le coefficient de courbure tel que :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad ; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} \quad \text{avec ;}$$

$D_{10}$  : ouverture du tamis laissant passer 10% du poids des grains (diamètre efficace).

$D_{30}$  : ouverture du tamis laissant passer 30% du poids des grains.

$D_{60}$  : ouverture du tamis laissant passer 60% du poids des grains.

**Tableau II 7 : Granulométrie.**

prelev	N° ech	Granulométrie					Coef d'uniformité CU	Coef de courbure CC	Description
		>20mm (%)	20 à 2mm (%)	2 à 0,2mm (%)	0,2 à 0,02mm (%)	0,02 mm à 2µm (%)			
S1	1,00			5,00	43,00	27,00	23,00	0,18	argile limoneux
	2,00		1,00	1,00	36,00	33,00	4 varie	0,18	argile limoneux
	3,00			3,00	47,00	20,00	4 varie	0,18	argile limoneux
	4,00		1,00	3,00	30,00	31,00	15 varie	0,20	argile limoneux à peu de sable
	5,00		1,00	3,00	16,00	25,00	18 varie	0,28	argile limoneux à peu de sable
S2	6,00			7,00	42,00	17,00	38 varie	0,06	argile limoneux à peu de sable
	7,00			8,00	52,00	17,00	8,75 varie	0,11	argile limoneux à peu de sable
	8,00	10,00	15,00	9,00	30,00	18,00	100 varie	1,17	argile limoneux sableux à graviers
	9,00	46,00	8,00	21,00	17,00	4,00	4,10	0,10	gravier dans une matrice argilo-limoneuse
Bas talus	10,00		2,00	20,00	40,00	16,00	100,00	0,25	argile sableux
Haut talus	11,00						25,00	0,14	

▪ **Perméabilité**

La perméabilité dépend des caractéristiques des grains composant le sol. Les essais de laboratoire ont donné les résultats suivants.

**Tableau II 8 : Perméabilité par essai de l'œdométrie**

Sondage	1		1		2		2	
N° echantillon	1		5		6		7	
Pression exercé (bars)	1,25	2,5	1,25	2,5	1,25	2,5	1,25	2,5
K (cm/s)	2,276E-07	1,646E-07	1,469E-07	7,282E-07	3,256E-07	3,445E-07	4,195E-07	4,507E-07

Une approximation rapide de la perméabilité par la formule de HAZEN en prenant en compte la granulométrie des grains peut être obtenue.

$K(\text{cm/s}) = 100 D_{10}^2$  avec ;

K : perméabilité (cm/s).

$D_{10}$  : diamètre efficace.

**Tableau II 9** : Perméabilité tirée à partir de la granulométrie

lieu de prélèvement	S1					S2				Bas talus	Haut talus	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			
N° echan												
K (cm/s)	9,00E-08	9,00E-08	9,00E-08	8,00E-09	2,56E-07	8,00E-08	1,60E-07	1,44E-08	2,00E-08	1,10E-08	1,10E-08	

Pour une bonne étanchéité de la digue et ces fondations, il ya lieu de prendre en compte la perméabilité des graviers qui est de  $0,2 \cdot 10^{-8}$  cm/s.

### II.3.Terrains en provenance des zones d'emprunts :

Les trois zones prospectées destinés à être exploiter, ont révélé une formation d'argile verdâtre. La texture des argiles limoneuses est moyennement plastique, présentant un potentiel retrait gonflement critique à faible.

#### II.3.1.Caractéristiques géotechniques des zones d'emprunts :

**Tableau II 10** : Caractéristiques géotechniques des échantillons des zones d'emprunts (Source : L.T.P.O).

SONDAGE/ PUIITS		Zone 1	Zone 1	Zone 2	Zone 2	Zone 3	Zone 3	
N° ECHANTILLION		12	13	14	15	16	17	
PROFONDEUR (m)		1	2	1	2	1	2	
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLIONS								
ESSAIS PHYSIQUES	DENSITE SECHE ( $\gamma_d$ ) t/m <sup>3</sup>							
	TENEUR EN EAU NATURELLE (W) %							
	DEGRE DE SATURATION (SR) %							
	POIDS SPECIFIQUE ( $\gamma_\eta$ ) t/m <sup>3</sup>							
	GRUNULO & SIDEMEN	ARGILE (%)	42	42	42	38	44	34
		LIMON (%)	45	48	36	37	31	39
		SABLE (%)	13	10	22	25	25	26
		GRAVIER (%)	0	0	0	0	0	1
	Tamisat à 0,08 mm (%)		100	100	99	99	98	99
	Tamisat à 2 mm (%)		100	100	100	100	100	99
	Limite d'Atterberg WL (%)		50	53	45	45	42	42
	Indice de plasticité IP (%)		27	33	23	23	21	25
	limite de retrait WR (%)		14	20	19	19	17	13
Equivalent de Sable E.S (%)								
ESSAIS MECANIKQUES	Pression de consolidation (bars)							
	Coefficient de tassement							
	Coefficient de gonflement							
	permeabilité (K) à 1,25 bars cm/s							
	permeabilité (K) à 2,50 bars cm/s							
	Pression de gonflement ( $\sigma_g$ ) bars							
	COMPRESSION SIMPLE Rc Kg/cm <sup>2</sup>							
	CISAIL	UU	W (%)	13	13			15
C (Kg/cm <sup>2</sup> )			1,05	0,4			1,8	
$\phi$ (°)			28	53			24,5	
ESSAIS CHIMIQUES	CaCo <sub>3</sub> %		18	18	19	19	22	
	V. du bleu %							
	SO <sub>4</sub> mg/ Kg							
	SO <sub>4</sub> %							
	M.O %							
	C.L mg/Kg							

**II.3.2. Interprétation des résultats :**

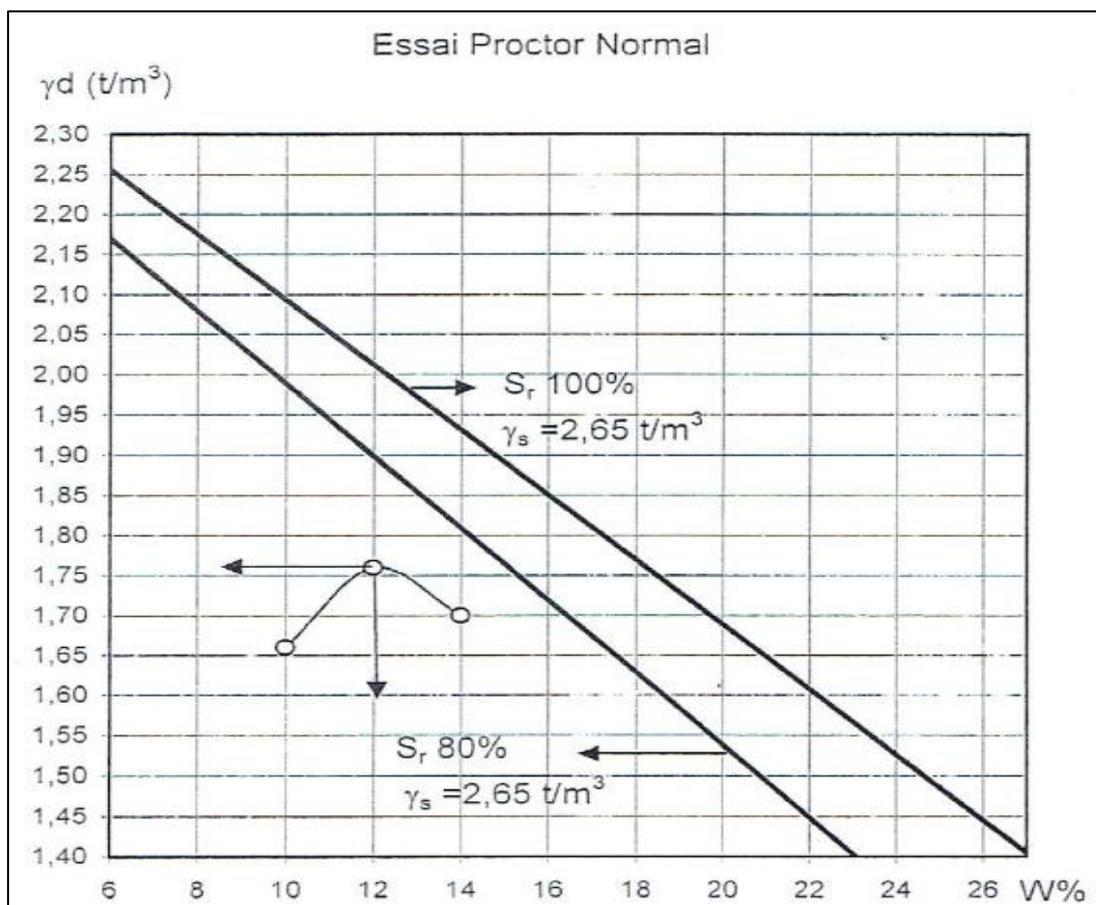
▪ **Essai de Proctor ou essai de compactage**

Les essais sont faits sur la fraction du sol dont le diamètre des grains est inférieur à 5 mm.

Ces essais sont exercés sur trois échantillons concernant les zones d'emprunts. La compactibilité des terrains empruntés a été déterminée par le compactage de trois couches de terrain de même épaisseur, dont chacune a été compactée par 25 coups portés par une masse de 2,5 Kg tombant d'une hauteur de 30cm, et le nombre totale de coups est de 75.

**Tableau II 11 :** Résultats des essais Proctor normale.

zones d'emprunts	1	2	3
N° échantillon	12	14	17
teneur en eau optimale $w_{opt}$ (%)	12	12	14
densité (t/m)	1,76	1,79	1,78



**Figure II 8 :**Essais Proctor ( zone d'emprunt N°1 (Source : L.T.P.O))

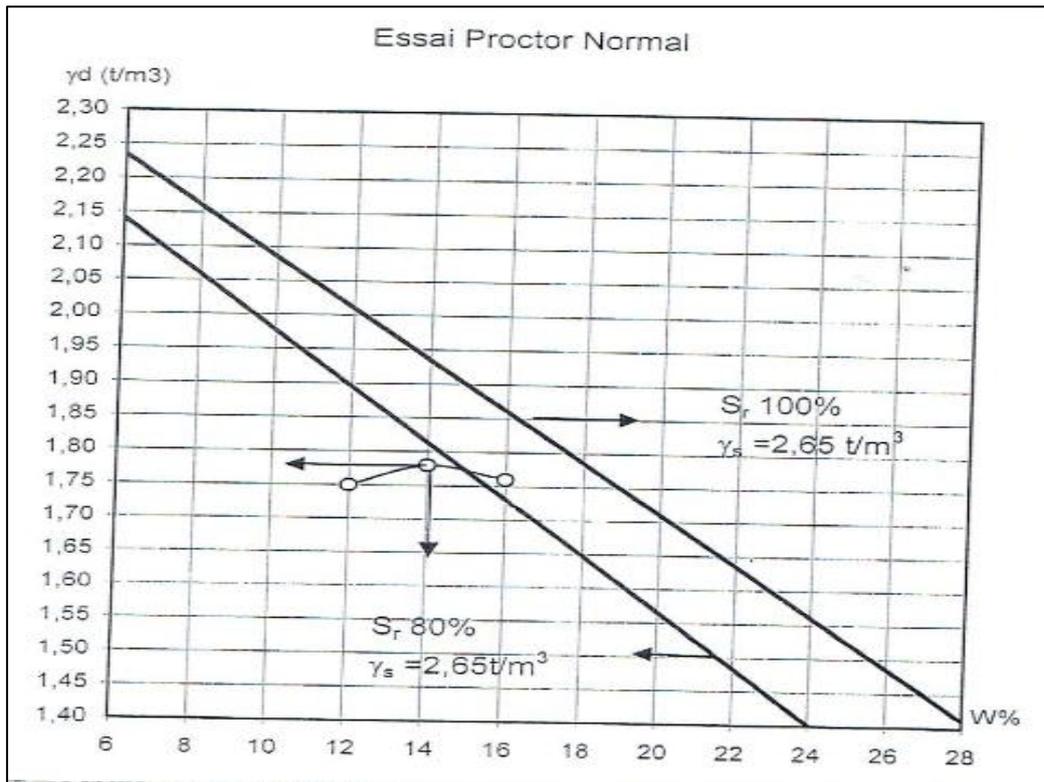


Figure II 9 :Essais Proctor ( zone d'emprunt N° 3(Source : L.T.P.O))

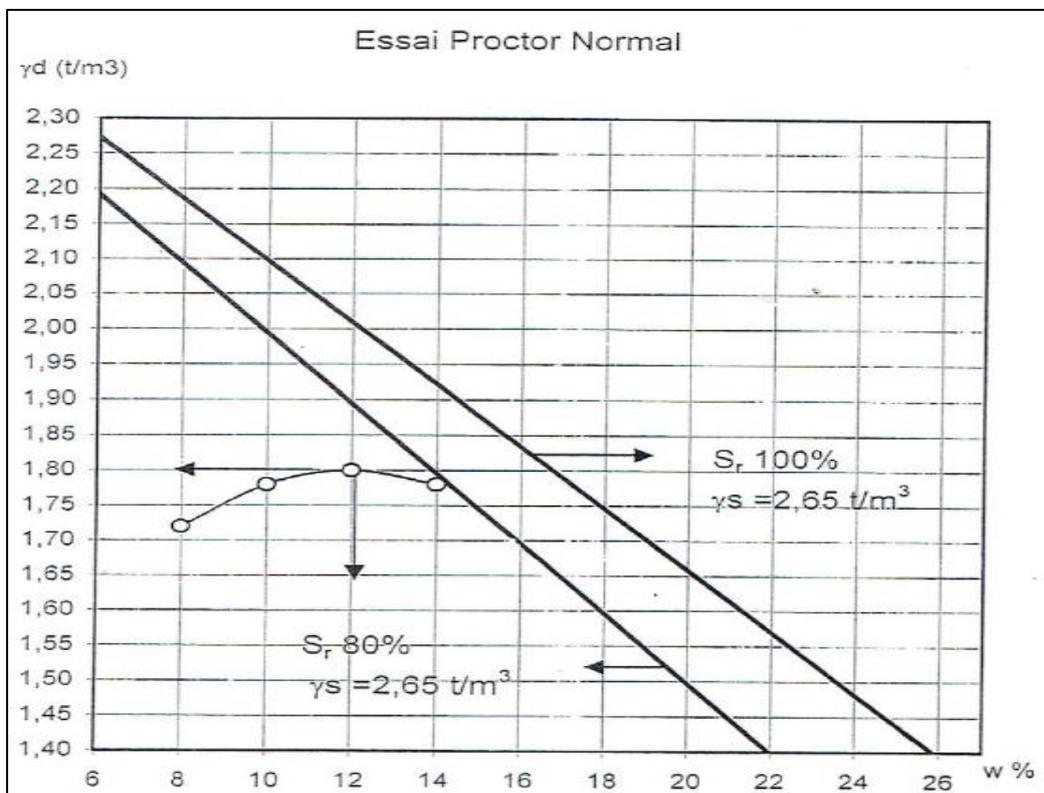


Figure II 10 :Essais Proctor ( zone d'emprunt N°2(Source : L.T.P.O))

▪ **Essai de cisaillement**

**Tableau II 12 :** Paramètre des essai de cisaillement.

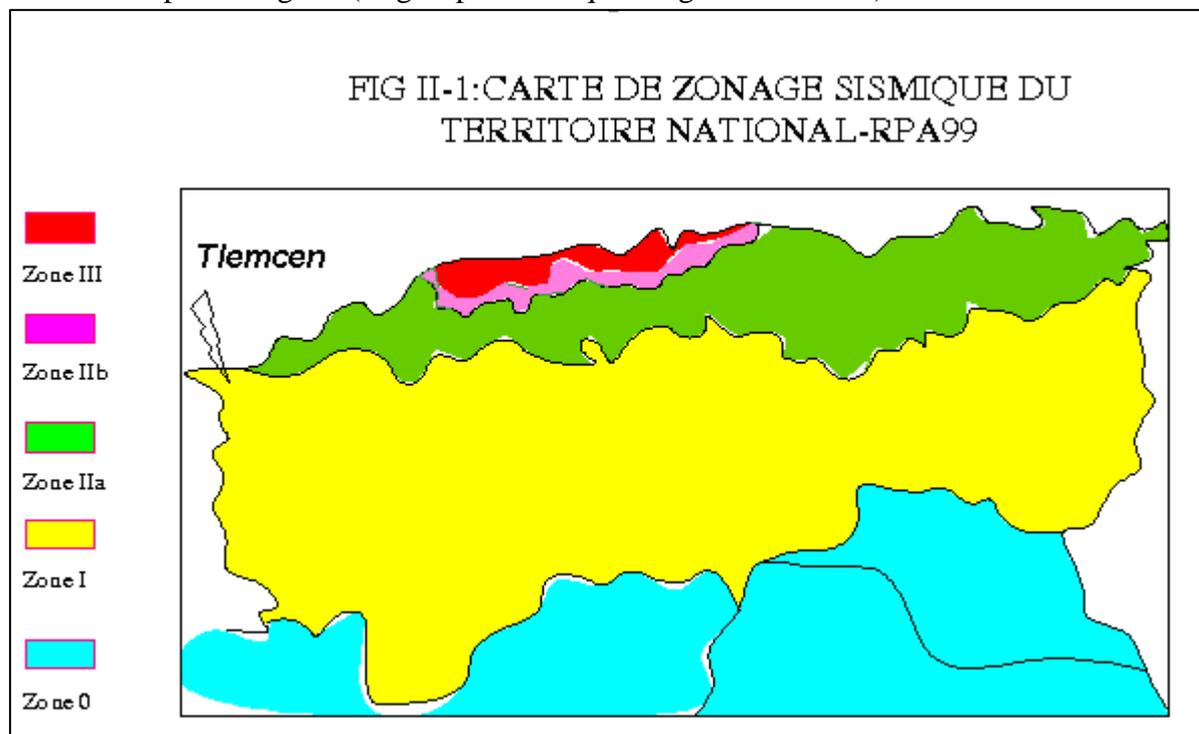
zone d'emprunt	1		3
N° echantillon	12	13	17
$\omega$ (%)	13,36	12,99	15,03
Cuu (bars)	1,05	0,4	1,8
$\varphi_{uu}$ (°)	28	51	24,5

▪ **Teneur en matière organique**

La teneur en matière organique, si elle est trop élevée (>5%), le sol devient évolutif pouvant présenter des tassements dangereux, et l'exploitation des zones d'emprunts devra être faite avec beaucoup de soin, en cherchant d'éviter les matériaux de la couche organique de couverture, et ceux de plasticité élevée qui devront être mis en dépôts.

**II.4. Séismicité :**

La wilaya de Tlemcen se trouve dans la zone I; déterminé par le ministère de l'Habitat et de l'urbanisme pour l'Algérie (Règles parasismiques Algériennes 1999).



**Figure II 11 :** Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.

**Tableau II 13** : Coefficients d'accélération

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Alors, le coefficient séismique  $K = 0,12$ .

### Conclusion :

A l'égard des résultats des essais, il ressort que le terrain de fondation du barrage est constitué des alluvions récentes caractérisées par des dépôts graveleux sableux et limoneux avec des perméabilités allant de  $0,2 \cdot 10^{-8}$  à  $0,9 \cdot 10^{-7}$  cm/s, surmontées sur les berges par une importante formation de marnes très répandues dans le bassin géologique de la Tafna.

Quand aux zones d'emprunts, les terrains sont caractérisés par une argile légèrement sableuse et peu carbonaté, la teneur en carbonate varie entre 18 et 22%.

Les densités optimales allant de 1,76 à 1,79 t/m pour des teneurs en eau de 12 à 14%.

Compte tenu des résultats du laboratoire LTPO et de la géologie du site, y compris la zone d'emprunt, la faisabilité du barrage est favorable.

**Introduction :**

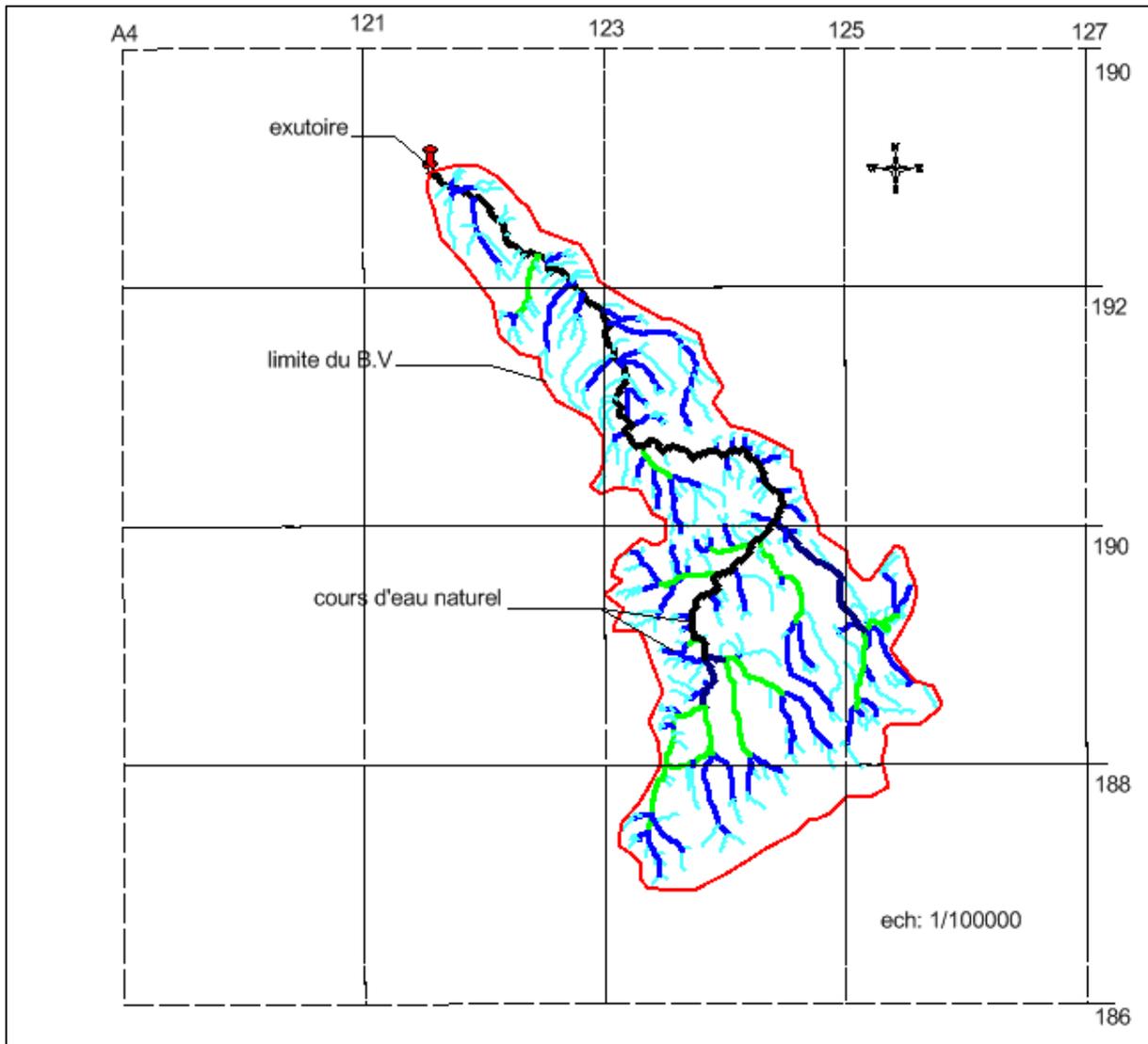
L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues.

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, on devra considérer la description du bassin versant, une analyse de crues (l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue), la détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquents et la régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité de la retenue.

**III.1. Caractéristiques du bassin versant :**

Le bassin versant d'un oued 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 des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.



**Figure III.1 :** Bassin versant de l'oued Bou Messaoud.

### III.1.1. Paramètres géométriques :

- **Surface**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant, elle est de  $S= 58,42 \text{ Km}^2$ .

- **Périmètre**

le périmètre correspondant à la limite extérieure du bassin versant, il est de  $P=48,01 \text{ Km}$ .

- **Longueur du talweg principal**

C'est le talweg le plus long, il est de :

$L_p=17,7 \text{ Km}$ .

**III.1.2. Paramètres de forme :**

- **Indice de compacité de Gravelius  $K_c$**

Appelée aussi indice de forme, cette indice caractérisant la forme du bassin, soit

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \text{ avec ;}$$

$P$ : périmètre du bassin versant.

$S$ : surface du bassin versant.

$$K_c = 1,76.$$

$K_c > 1,5$  donc notre bassin est plutôt allongé.

- **Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius**

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions  $L$  et  $l$  ayant la même surface que le bassin versant.

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \text{ avec ;}$$

$L$  : longueur du rectangle équivalent.

$l$  : largeur du rectangle équivalent.

$K_c$  : indice de compacité.

$$L = 21,08 \text{ Km ;}$$

$$l = 2,77 \text{ Km .}$$

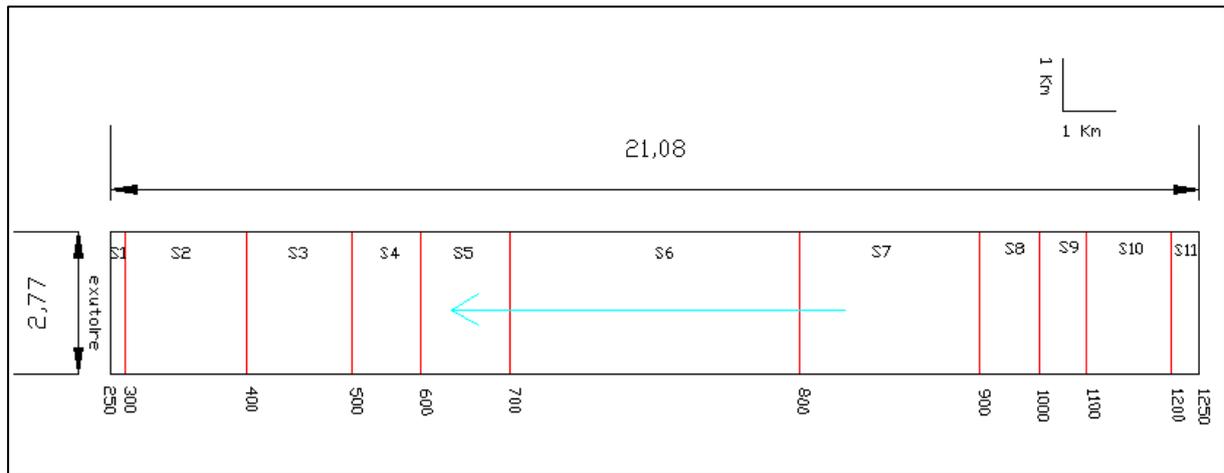


Figure III.2 :Rectangle equivalent.

### III.1.3. Relief :

- Répartition et courbe hypsométrique

Elles sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant .

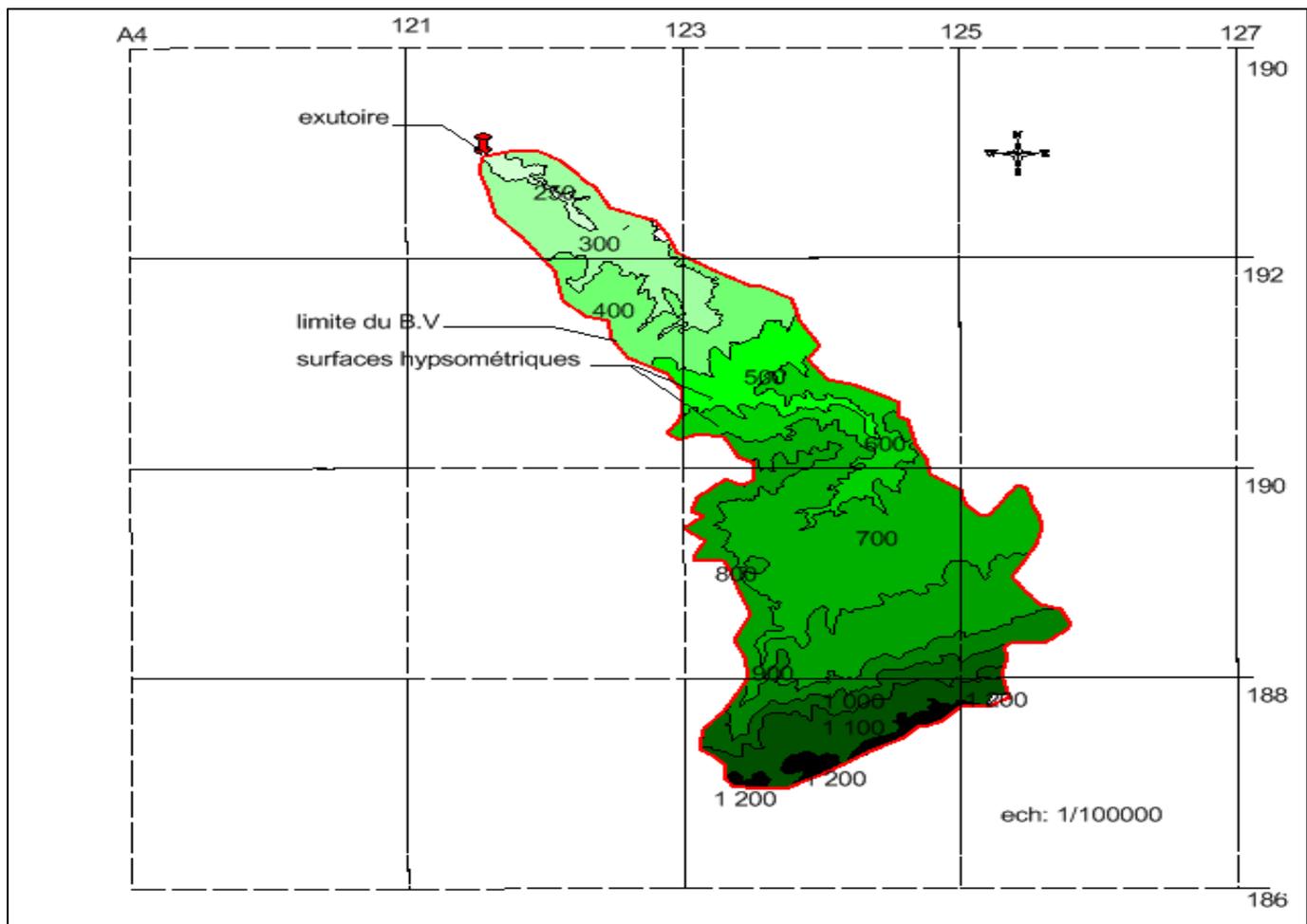
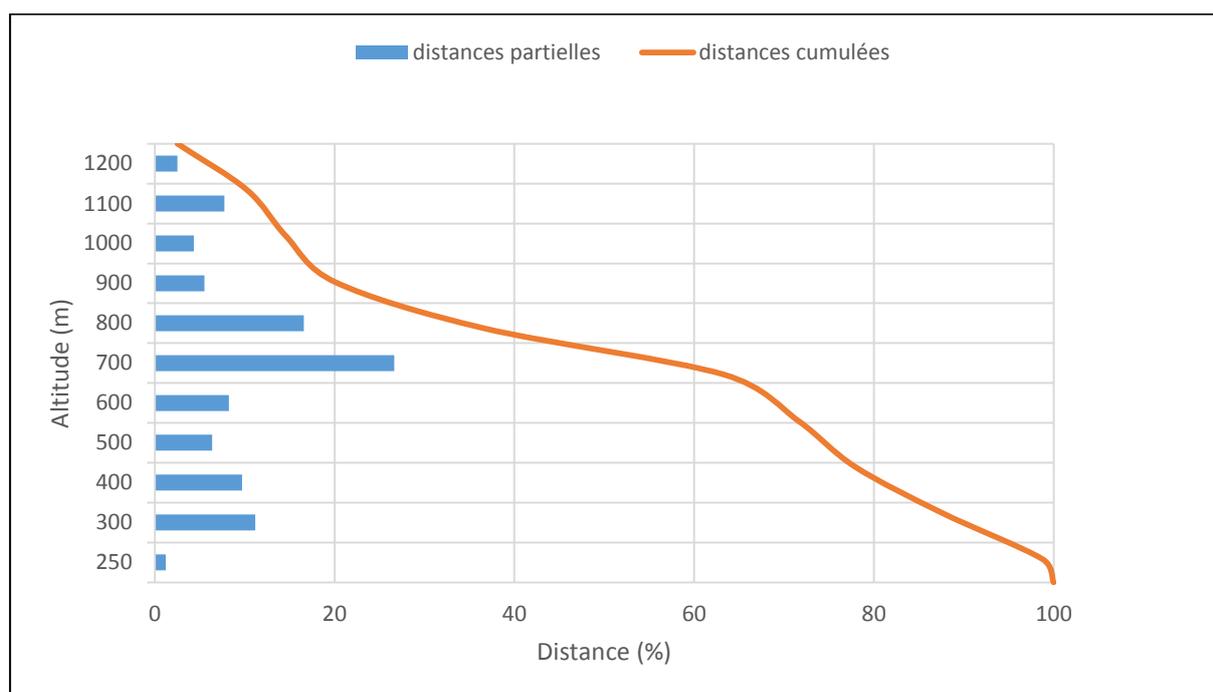


Figure III.3: Bassin versant et surfaces hypsométriques.

**Tableau III.1** :Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

	Hi	surfaces partielles	surfaces partielles	surfaces cumulées
m	M	Km2	%	%
1250-1200	1225	1,47	2,52	2,52
1200-1100	1150	4,51	7,73	10,25
1100-1000	1050	2,53	4,34	14,59
1000-900	950	3,22	5,52	20,11
900-800	850	9,67	16,58	36,69
800-700	750	15,54	26,64	63,33
700-600	650	4,81	8,25	71,58
600-500	550	3,71	6,36	77,94
500-400	450	5,65	9,69	87,63
400-300	350	6,51	11,16	98,79
300-250	275	0,71	1,22	100



**Figure III.4** :Répartition et courbe hypsométrique.

Sur la courbe hypsométrique, l'altitude médiane ou  $H_{50\%}$  est déterminée. L'altitude moyenne  $H_{moy}$  est calculée par la formule

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \text{ Avec :}$$

$H_i$  : altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives.

$S_i$  : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives.

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

H<sub>50%</sub> = 800 m.

H<sub>moy</sub> = 733 m.

#### ▪ Indice de penteglobale I<sub>g</sub>

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \text{ avec ;}$$

H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub> sont respectivement les altitudes correspondantes à S<sub>5%</sub> et S<sub>95%</sub>. elles sont lues sur la courbe hypsométrique.

H<sub>5%</sub> = 1200 m.

H<sub>95%</sub> = 400 m.

L : longueur du rectangle équivalent.

I<sub>g</sub> = 0,038 .

Selon cet indice on peut faire la classification de notre relief.

0,02 < I<sub>g</sub> = 0,038 < 0,05 Donc notre relief est assez fort.

#### ▪ Indice de pente de roche

I<sub>p</sub> est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérées par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H<sub>i</sub> et H<sub>i-1</sub>. il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \text{ avec ;}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m).

S<sub>i</sub> : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H<sub>i</sub> et H<sub>i+1</sub> (m).

I<sub>p</sub> = 2,08.

#### ▪ Pente moyenne du bassin versant

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \text{ avec ;}$$

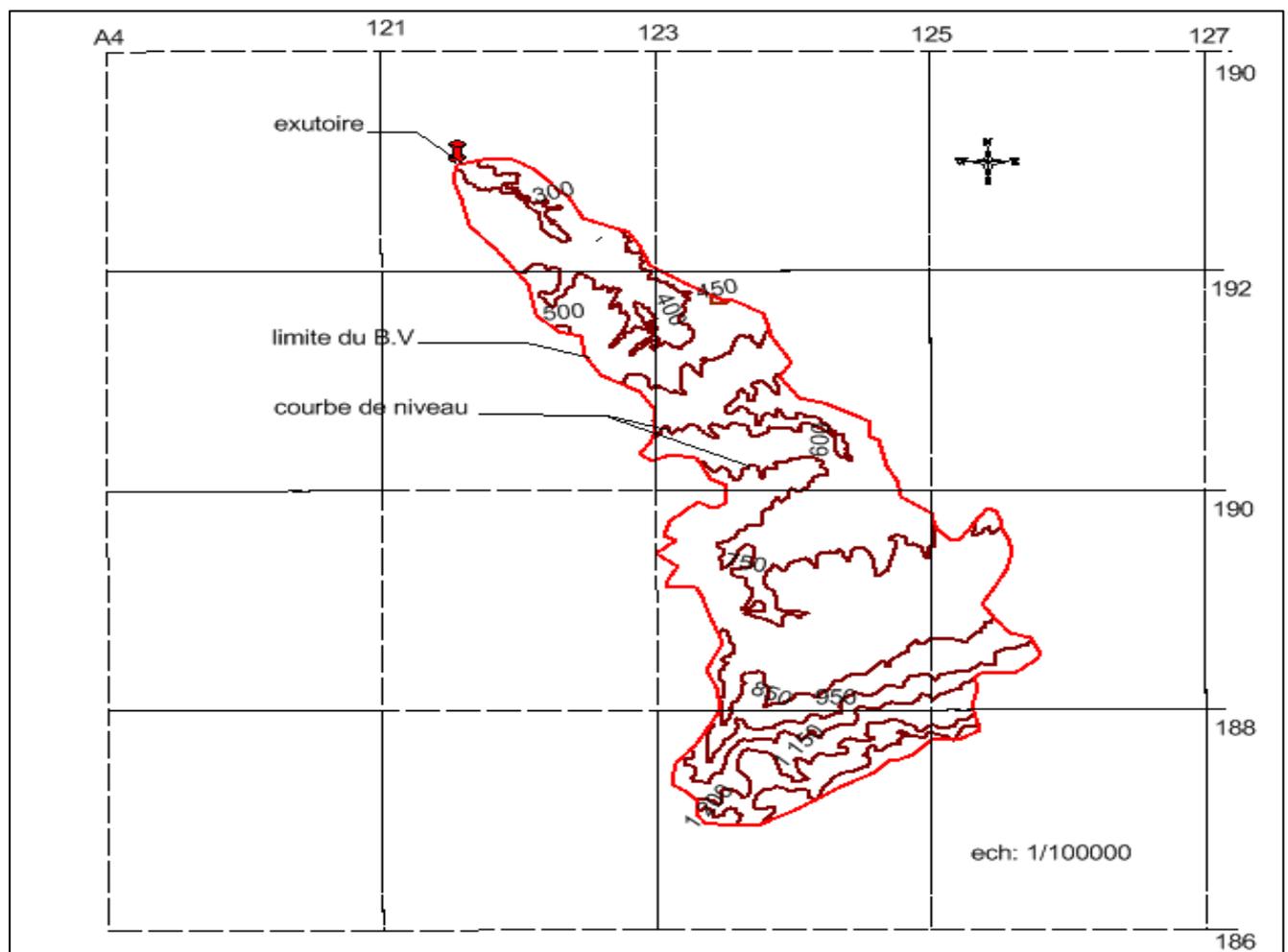
ΔH : dénivelée (m).

l<sub>i</sub> : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,...,n (m).

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

**Tableau III.2** : Les longueurs des courbes de niveau.

altitude (m)	longueur (m)
1200	8,56
1100	8,57
1000	7,83
900	10,29
800	23,38
700	16,89
600	12,97
500	5,83
400	16,21
300	7,89



**Figure III.6 :** Bassin versant et courbes de niveau.

A.N : la pente moyenne du bassin est :

$$I_m = 1582,45 \text{ m/Km.}$$

**III.2. Le réseau d'écoulement :****III.2.1. Densité de drainage  $D_d$  :**

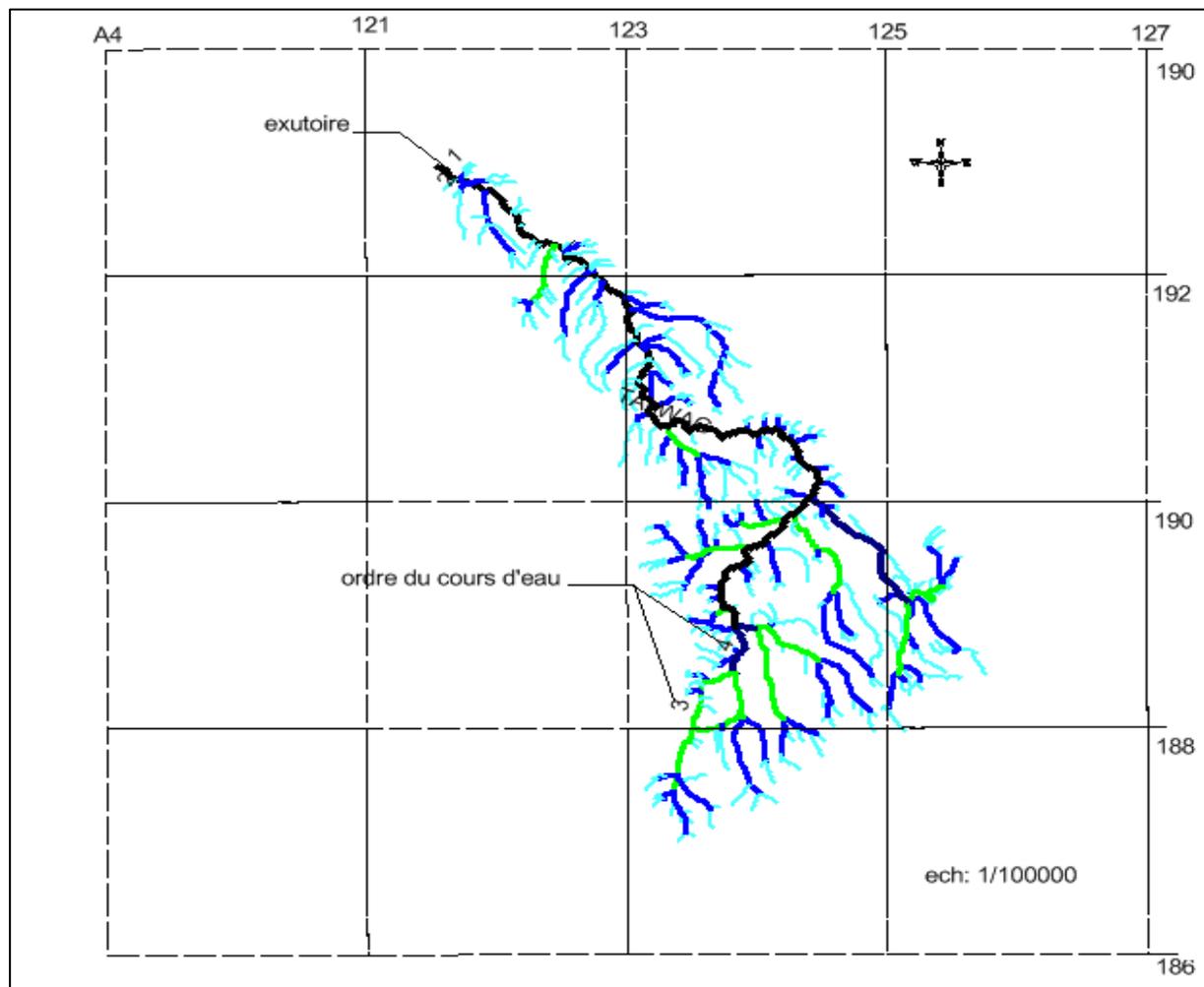
Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs  $L_i$  du bassin versant, à la surface totale  $S$ . elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimé en  $\text{Km}/\text{Km}^2$ .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \text{ avec ;}$$

$L_i$  : longueur du cour d'eau d'ordre  $i$  (Km).

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

Pour procéder à son calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.



**Figure III.7 :**Classification de Schum.

**Tableau III.3** :Classification de Schum

L'ordre X	Nombre Nx	longueur Lx (Km)	longueur moyenne (Km)
1	287	94,858	0,330514873
2	76	47,772	0,628582066
3	12	19,104	1,591998961
4	3	4,772	1,590571608
5	1	17,699	17,69939996
TOTALE	379	184,205	0,486029309

$$\sum L_i = 148,205 \text{ Km.}$$

$$A.N : D_d = 3,15 \text{ Km/Km}^2.$$

### III.2.2. Temps de concentration du bassin versant $t_c$ :

C'est le temps que met une goutte d'eau tombée au point topographique le plus éloigné pour arriver à l'exutoire.

Il peut être calculé par plusieurs formules empiriques.

#### ▪ Formule de GIANDOTTI

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{ep}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \text{ avec ;}$$

$t_c$  : Temps de concentration (h).

$L_{ep}$ : Longueur du talweg principal (Km).

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

$H_{moy}$ : Altitude moyenne du bassin versant (m).

$H_{min}$ : Altitude minimale du bassin versant (m).

#### ▪ Formule de TURRAZA

$$t_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{SL_p}}{\sqrt{I}} \text{ avec ;}$$

$t_c$  : Temps de concentration (h).

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

$L_p$ : Longueur du talweg principal (Km).

I: Pente moyenne du cours d'eau (m/Km).

Où :

$$I = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \text{ avec ;}$$

$H_{max}$ : Altitude maximale du bassin versant (m).

$H_{min}$ : Altitude minimale du bassin versant (m).

$$I = (1250 - 250) / 17,7 = 56,5 \text{ (m/km).}$$

- **Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)**

$$t_c = \left[ \frac{0,87L_p^3}{H} \right]^{0,385} \text{ avec ;}$$

$t_c$  : Temps de concentration (h).

$L_p$  : Longueur du talweg principal (Km).

$H$  : Différence entre les points extrêmes du talweg.

- **Formule de KIRIPCH**

$$t_c = 0,6615 L^{0,77} I^{-0,385} \text{ avec ;}$$

$I$  : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/Km).

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).

- **Formule de TEMEZ**

$$t_c = 0,3 \left[ \frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76} \text{ avec ;}$$

$I$  : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/m).

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).

- **Formule de PASSINI**

$$t_c = 4 \left[ \frac{(SL)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0,75} \text{ avec ;}$$

$I$  : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (%).

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).

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

**Tableau III.4** : Temps de concentration ( heures)

	Formule					
	GIANDOTTI	TURRAZA	S.C.S	KIRIPCH	TEMEZ	PASSINI
$t_c$ (h)	3,24	0,15	1,83	1,28	1,24	5

D'après ces résultats, on voit bien que deux méthodes nous donnent des résultats presque égaux (KIRIPCH et TEMEZ), celle de S.C.S est la plus proche, TURRAZA est la plus petite et PASSINI donne la valeur la plus grande par rapport aux ces valeurs.

La valeur qui est grande et plus proche de la moyenne est celle de GIANDOTTI, cette méthode est très appliquée dans la partie nord de l'Algérie.

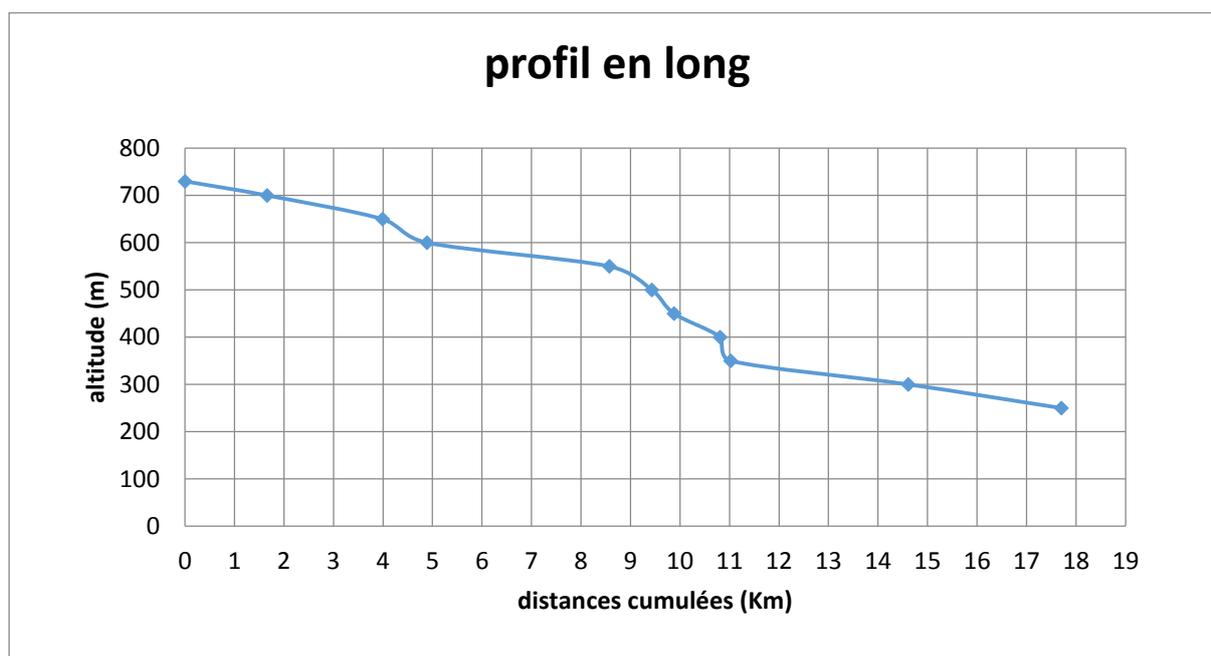
On prend  $t_c = 3,24$  h

**III.2.3. Profil en long du cours d'eau principal :**

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.

**Tableau III.5 :** Evaluation du profil en long

courbes de niveau (m)	distances partielles (Km)	distances cumulées (Km)
730-700	1,66	1,66
700-650	2,33	3,99
650-600	0,9	4,89
600-550	3,68	8,57
550-500	0,86	9,43
500-450	0,45	9,88
450-400	0,93	10,81
400-350	0,21	11,02
350-300	3,59	14,61
300-250	3,09	17,7

**Figure III.8 :** Profil en long du cours d'eau principal.**III.2.4. La pente moyenne du cours d'eau principal :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \text{ avec ;}$$

$\Delta H$ : dénivelée entre deux cours d'eaux suffisamment distants (m).

$\Delta L$ : La distance entre ces deux points (Km).

$$I_c = 37,66 \text{ m/Km.}$$

$$I_c = 3,766 \text{ \%}.$$

**Tableau III.6 :**Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristiques	Symbole	Unités	valeurs	
coordonnées du site	X	Km	121,35	
	Y	Km	192,40	
	Z	m,NGA	250,00	
superficie	S	Km <sup>2</sup>	58,42	
périmètre	P	Km	48,01	
longueur du talweg principal	Lp	Km	17,7	
altitudes caractéristiques	altitude maximale	Hmax	m,NGA	1250
	altitude moyenne	Hmoy	m,NGA	733
	altitude médiane	Hmed	m,NGA	800
	altitude minimale	Hmin	m,NGA	250
altitude correspondante à 5% de la surface	H5%	m	1200	
altitude correspondante à 95% de la surface	H95%	m	400	
rectangle équivalent	longueur	L	Km	21,08
	largeur	l	Km	2,77
indice de compacité	Kc		1,76	
indice de pente globale	Ig		0,038	
indice de pente de roche	Ip		2,08	
Pente moyenne du bassin versant	Im	m/Km	1582,45	
Pente moyenne ducours d'eau principal	Ic	m/Km	37,66	
densité de drainage	Dd	Km/Km <sup>2</sup>	3,15	
temps de concentration	tc	heure	3,24	

### III.3. Caractéristiques climatologiques du bassin versant :

#### III.3.1. Température :

La température est un facteur de climat très important

Les températures dans la zone d'étude sont données par le tableau ci-dessous

**Tableau III.7** :Température mensuelles moyennes en °C

Station	TLEMCCEN												
mois	janv	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	Déc	moyenne
T min (C°)	6,40	7,00	8,10	9,40	12,30	15,90	18,90	19,40	17,30	13,80	10,40	7,70	12,21
T max (C°)	13,90	15,50	17,30	19,80	23,00	26,60	30,82	31,70	27,90	23,10	18,38	14,38	21,86
T moy(C°)	10,18	11,27	12,71	14,61	17,68	21,25	24,86	25,55	22,63	18,47	14,39	11,04	17,05

Source : Office Nationale de la Météorologie (ONM).

Avec :

Tmin : moyenne de tous les minima observés pour chaque mois.

Tmax : moyenne de tous les maxima observés pour chaque mois.

Tmoy : moyenne mensuelle.

L'analyse de ces données met en évidence que les minimax correspondent à la période hivernale (décembre, janvier et février), tandis que les maxima coïncident avec le début de la saison sèche (estivale), qui commence pratiquement au mois du mai jusqu'à qu'il atteindre leur maximal au mois d'aout qui est le plus chaud.

La moyenne mensuelle la plus élevée correspond au mois d'aout 25,55°C, tandis que la plus basse correspond au mois du janvier 10,18°C.

L'écart de température entre l'été (aout) et l'hiver (janvier) est environ de 15,37°C, la température moyenne interannuelle est de 17,05°C.

### III.3.2. Vent :

La fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction de la station de Tlemcen figure dans le tableau suivant

**Tableau III.8** :Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction de la station de Tlemcen.

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Fréquence (%)	8,8	4,8	3,2	4,6	7,0	5,5	10,4	12,4

La direction du vent varie avec la saison, les vents dominants sont de direction NO.

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent déterminées aux différentes stations sont données par le tableau suivant :

**Tableau III.9 :** Vitesses du vent mensuelles moyennes

Station	Tlemcen Zenata												
mois	janv	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	Déc	moyenne
vitesse mensuelle moy (m/s)	2,67	3	3,06	3,1	3	3,02	2,94	2,82	2,63	2,47	2,5	2,69	2,83

Source : ONM

L'analyse de ce tableau montre une stabilité des vitesses tout le long de l'année avec une moyenne annuelle oscillant autour de 2,83m/s.

### III.3.3. L'humidité relative :

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et de la couverture végétale et qui représente la quantité réelle de vapeur d'eau contenue dans l'air par rapport à celle que l'air pourrait contenir s'il était saturé à la même température.

L'humidité relative mensuelle moyenne dans la zone d'étude est présentée au tableau suivant

**Tableau III.10 :** Humidité relative mensuelle moyenne en (%)

station	Tlemcen Zenata												
mois	janv	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	déc	moyenne
humidité relative (%)	73,00	71,52	69,80	67,58	66,44	62,00	60,61	60,17	63,88	67,66	69,96	73,51	67,18

Source : Office Nationale de la Météorologie (ONM).

D'après le tableau ci-dessus, le maximum d'humidité relative moyen est observé en décembre et janvier, tandis que le minimum se produit en juillet et aout.

### III.3.4. Evaporation :

**Tableau III.11 :** Evaporations mensuelles observées par la station de Tlemcen sont données par le tableau ci-dessous.

Station	Tlemcen												
Mois	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	déc	année
Evaporation mensuelle (mm)	25	37	64	72	97	141	170	73	121	80	46	34	960

Source : Office Nationale de la Météorologie (ONM).

## III.4. Etude des précipitations :

L'étude des précipitations est importante dans toute analyse hydrologique, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

**III.4.1. Stations et disponibilité des données:**

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydriques d'Alger (ANRH).

Sur le bassin versant étudié, il n'existe aucune station pluviométrique, mais au environs de ce dernier on trouve plusieurs stations disposant de séries pluviométriques, suffisamment longues.

Les stations les plus proches sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III.12 :** Stations pluviométriques

station	code	X	Y	Z	Période d'observation
REMCHI	160505	123.95	203.65	224	1923-1980
M LILIA HENNAIA	160516	126.75	188.25	515	1973-2012
DJEBEL CHOUACHI	160518	117.45	203.45	110	1974-2012

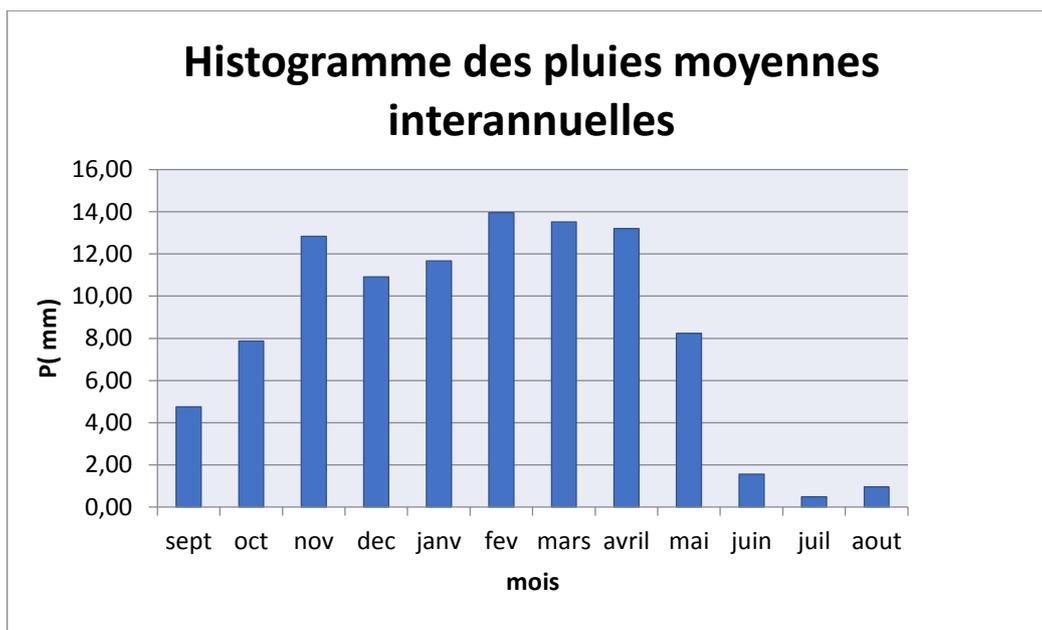
On s'est basé dans nos calculs sur les données de la station de MLILYA HENAYA située à proximité de la zone d'étude et possédant une période d'observation de 40 années semble largement représentative par sa durée et à sa composante pluviométrique.

**III.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne :**

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de MLILYA HENAYA sur la période (1973-2012).

**Tableau III.13 :** Répartition mensuelle des pluies moyennes

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmoy (mm)	19,19	31,76	51,73	44,00	47,06	56,30	54,53	53,23	33,22	6,28	1,99	3,88	403,17
Pmoy (%)	4,76	7,88	12,83	10,91	11,67	13,96	13,52	13,20	8,24	1,56	0,49	0,96	100



**Figure III.9 :**Répartition mensuelle de la pluviométrie.

D'après l'histogramme de répartition des pluies moyennes, on peut déduire que la saison pluvieuse s'étale de septembre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à aout.

Sur la base de ces valeurs, on adoptera la valeur de la pluie moyenne annuelle  $P = 403,17\text{mm}$ .

#### III.4.3. Homogénéisation des données :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de la décision conséquente, elle consiste à :

- La détection des anomalies dans les séries hydrologiques et d'en chercher la cause.
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées.
- L'extension des séries hydrologiques courtes à partir des séries de base homogènes.

##### ▪ Test de Mood

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène. Il consiste à :

- ▶ Classer les précipitations en ordre croissant.
- ▶ Déterminer la médiane  $M$ .
- ▶ Indiquer le signe tel que si :  $P > M$  le signe est +.

$P > M$  le signe est -.

- ▶ Calcule des quantités  $N_S$  et  $T_S$  avec :

$N_S$  : nombre totale des séries + ou -.

$T_s$  : taille de la plus grande série + ou -.

► Vérifier les conditions du test :

Il doit que :  $N_s > \frac{1}{2} \left( N + 1 - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1} \right)$  ;

$$T_s < 3,3(\log_{10} N + 1).$$

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

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95% :

$\alpha = 5\%$  (seuil de confiance).

$U$  : variable de Gauss pour une probabilité de  $1 - \frac{\alpha}{2}$ .

$N$  : la taille de la série.

Après application du test de Mood sur notre série, on trouve la médiane  $M = 41,35\text{mm}$ .

**Tableau III.14** : Test de Mood.

Année	Pj max (mm)	Signe	Année	Pj max (mm)	Signe
1973	73,5	+	1993	67	+
1974	66	+	1994	72,3	+
1975	35,6	-	1995	45	+
1976	27,8	-	1996	74,2	+
1977	56	+	1997	48,7	+
1978	47	+	1998	43,2	+
1979	46	+	1999	28,5	-
1980	96,6	+	2000	26,7	-
1981	24	-	2001	82	+
1982	21,1	-	2002	43	+
1983	42,5	+	2003	54,1	+
1984	34	-	2004	32,7	-
1985	38,4	-	2005	18	-
1986	35,8	-	2006	40,2	-
1987	19,9	-	2007	30,9	-
1988	129	+	2008	31	-
1989	38,5	-	2009	31,1	-
1990	35,5	-	2010	69,6	+
1991	59,5	+	2011	26,7	-
1992	69	+	2012	82	+

$N_s = 15$ .

$T_s = 8$ .

Les conditions sont vérifiées :

$$N_s = 15 > \frac{1}{2} \left( N + 1 - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1} \right) = 14,22 ; \text{ avec } U_{1-\frac{\alpha}{2}} = 0,975.$$

$$T_s = 8 < 3,3(\log_{10} N + 1) = 8,59.$$

On conclut que la série à étudier est homogène au seuil de signification  $1-\alpha$ .

#### III.4.4. Analyse fréquentielle des données :

L'analyse fréquentielle vise à définir les régimes à travers certaines valeurs caractéristiques et représentatives (valeurs centrales et valeurs extrêmes).

##### III.4.4.1. Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

##### ▪ Les caractéristiques empiriques

Caractéristiques empirique de l'échantillon

Nombre d'observations	40,00
Minimum	18.000
Maximum	129.00
Moyenne	48.250
Ecart-type	23.707
Médiane	42.500
Coefficient de variation (Cv)	0.49134

##### ▪ Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et Gauss (normale) à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites obtenues par les trois lois d'ajustement.

L'examen graphique ne peut pas être suffisant, il faut tester par le calcul la qualité de l'ajustement réalisé, donc on utilise le test de  $\chi^2$ . Les tests d'adéquation des lois sont déduits directement du logiciel.

##### ► Ajustement à la loi de GUMBEL

##### Généralités :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{\frac{x-x_0}{\alpha}}} \text{ avec ;}$$

$F(x)$  : fréquence au dépassement de la valeur  $x$  ;

$\alpha, x_0$ : coefficient d'ajustements.

$x_0$ : paramètre de position (mode).

$\alpha$  : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi «gradex».

Par un changement de variable  $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$  ;  $x = \bar{P} \max j$ .

L'équation de droite de GUMBEL :  $\bar{P} \max j = \alpha y + x_0$ .

$y$ : Variable de la droite de GUMBEL :  $y = -[\ln(-\ln(F(x)))]$

Ou  $F(x) = \frac{m-0,5}{N}$  avec ;

$F(x)$  : fréquence expérimentale.

$m$  : Ordre de classement.

$N$  : Taille de l'échantillon.

### Résultats obtenues par HYFRAN :

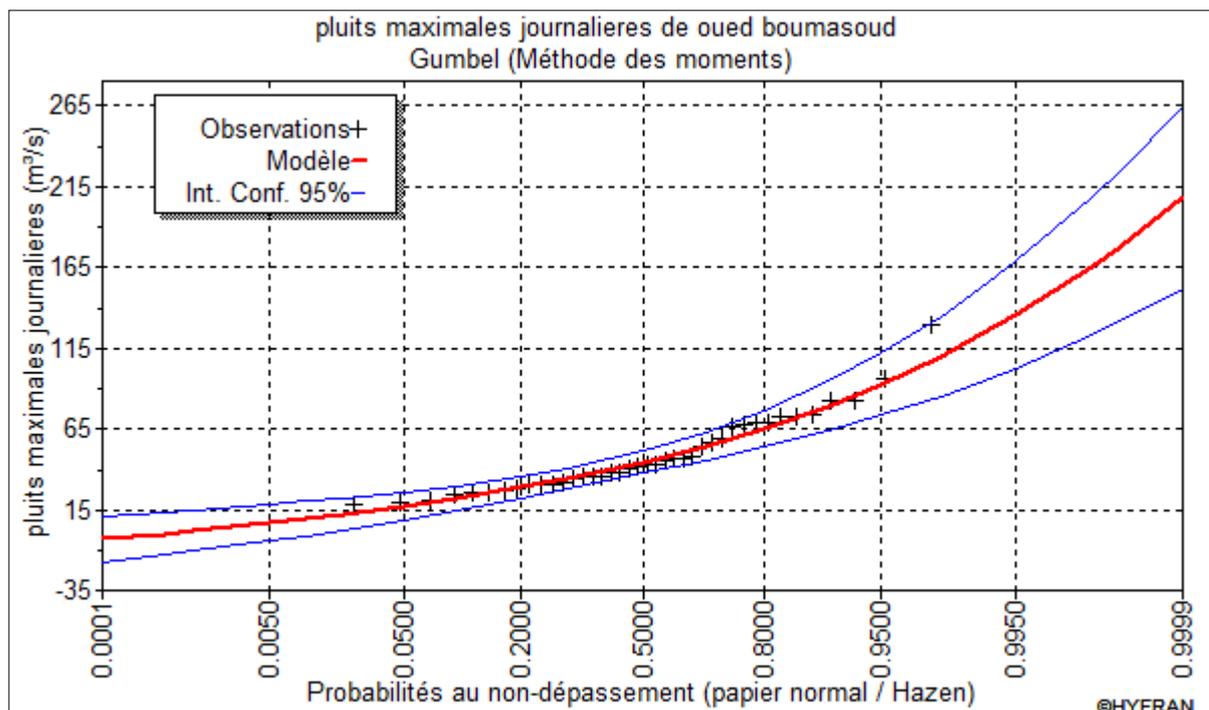
$$\alpha = 18.484545.$$

$$x_0 = 37.580431.$$

$$\text{Donc } \bar{P} \max j = 18,48y + 37,58.$$

Estimation des quantiles pour différentes période de retour.

T	q	Pmax j (mm)	intervalle de confiance	
			borne inf	borne sup
1000.0	0.9990	165.26	122.78	207.74
200.0	0.9950	135.47	102.54	168.40
100.0	0.9900	122.61	93.777	151.45
50.0	0.9800	109.71	84.953	134.46
20.0	0.9500	92.483	73.102	111.86
10.0	0.9000	79.177	63.835	94.519

**Figure III.10** : Ajustement graphique des pluies maximales à la loi de GUMBEL.

Test d'adéquation ( $\chi^2$ ) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 8$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 5$ .

$$\chi^2_{\text{cal}} = 3,2.$$

$$\chi^2_{\text{th}} = 11,07.$$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} < \chi^2_{\text{th}}$ , on peut accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi de GUMBEL des précipitations maximales journalières est à considérer.

### ► Ajustement à la loi de GAUSS

#### Généralités :

La fonction de répartition de la loi de GAUSS est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du ; \text{ avec}$$

$u$  : est la variable réduite de GAUSS, elle est donnée par  $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$  tel que  $\bar{x}$  et  $\sigma$  sont respectivement la moyenne et l'écart type.

La transformation  $x = \bar{x} + \sigma u$  est l'équation de la droite de HENRY,  $x = \bar{P} \max j$ .

La droite de HENRY nécessite la connaissance de trois points théoriques pour son tracé. Connaissant  $\bar{x}$  et  $\sigma$ , il suffit de prendre 2 fréquences théoriques  $P\%$  de part et d'autre de la

moyenne, de tirer  $u$  sur la table de GAUSS et de calculer la valeur correspondante par l'équation  $\bar{P}_{\max j, p\%} = \bar{x} + \sigma u_{p\%}$ .

**Résultats obtenues par HYFRAN :**

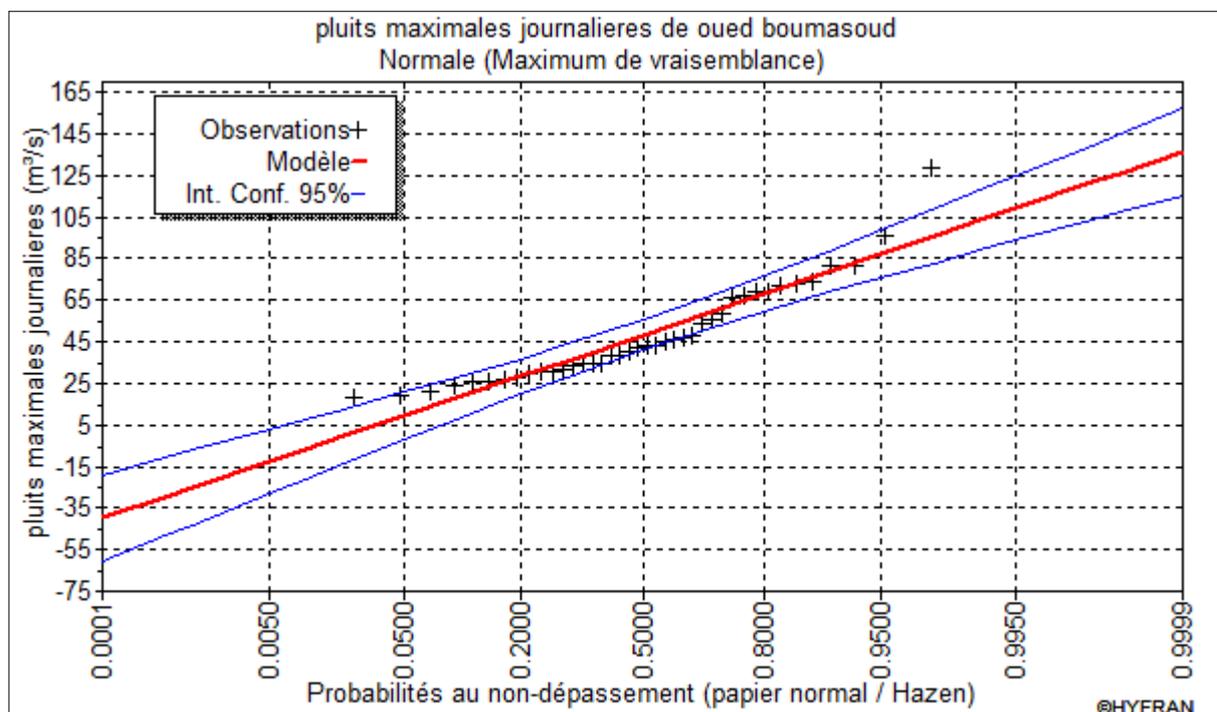
$\bar{x} = 48,25$ .

$\sigma = 23.70735$ .

Donc  $\bar{P}_{\max j, p\%} = 48,25 + 23,71 u_{p\%}$ .

T	q	Pmax j (mm)	intervalle de confiance	
			borne inf	borne sup
1000.0	0.9990	121.52	103.67	139.36
200.0	0.9950	109.33	93.905	124.75
100.0	0.9900	103.41	89.132	117.69
50.0	0.9800	96.949	83.878	110.02
20.0	0.9500	87.254	75.898	98.609
10.0	0.9000	78.636	68.662	88.611

Estimation des quantiles pour différentes période de retour.



**Figure III.11 :** Ajustement graphique des pluies maximales à la loi de GAUSS.

Test d'adéquation (khi2) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 8$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 5$ .

$$\chi^2_{\text{cal}} = 14,4.$$

$$\chi^2_{\text{th}} = 11,07.$$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} > \chi^2_{\text{th}}$ , donc on doit rejeter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi de GAUSS des précipitations maximales journalières est à rejeter.

### ► Ajustement à la loi de GALTON

#### Généralités :

Dans cette loi, on introduit des changements de variable qui consiste à prendre comme variable gaussienne le logarithme ou une fonction linéaire du logarithme de la variable étudiée.

La loi de Galton s'exprime selon la formule suivante :

$$P_{\text{maxj}, P\%} = 10^{\overline{\log P_{\text{maxj}}} + \sigma_{\log P_{\text{maxj}}} u_{P\%}} : \text{L'équation de la droite d'ajustement.}$$

Avec :

$\overline{\log P_{\text{maxj}}}$  : Moyenne de la série des logarithmes des pluies maximales journalières.

$\sigma_{\log P_{\text{maxj}}}$  : Écart type de la série des logarithmes des pluies maximales journalières.

$U_{P\%}$  : variable de Galton pour différentes fréquences.

#### Résultats obtenues par HYFRAN :

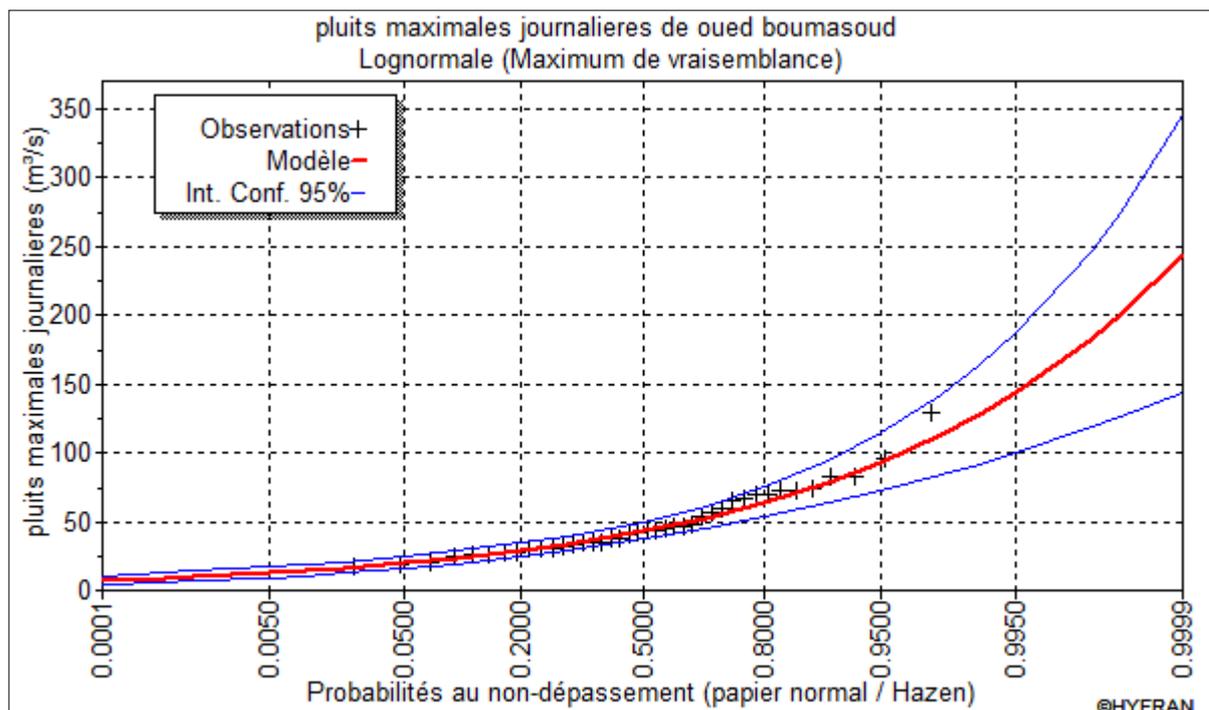
$$\overline{\log P_{\text{maxj}}} = 3.769323.$$

$$\sigma_{\log P_{\text{maxj}}} = 0.465055.$$

$$\text{Donc } P_{\text{maxj}, P\%} = 10^{3,77+0,47 u_{P\%}} ;$$

Estimation des quantiles pour différentes période de retour.

T	q	Pmax j (mm)	intervalle de confiance	
			borne inf	borne sup
1000.0	0.9990	182.47	118.59	246.35
200.0	0.9950	143.66	100.20	187.11
100.0	0.9900	127.92	92.086	163.75
50.0	0.9800	112.69	83.795	141.58
20.0	0.9500	93.171	72.416	113.93
10.0	0.9000	78.681	63.285	94.076



**Figure III.12 :** Ajustement graphique des pluies maximales à la loi de GALTON.

Test d'adéquation ( $\chi^2$ ) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 8$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 5$ .

$$\chi^2_{\text{cal}} = 3,2.$$

$$\chi^2_{\text{th}} = 11,07.$$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} < \chi^2_{\text{th}}$ , on peut accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi de GALTON des précipitations maximales journalières est à considérer.

#### ▪ Choix de la loi

Le test d'adéquation nous permet de rejeter l'ajustement à la loi de GAUSS, et puisque les deux lois de GUMBEL et de GALTON sont adéquates et à nombre de paramètre égal, on compare l'ajustement graphique de ces deux dernières.

D'après le test d'adéquation de  $\chi^2$ , on peut dire que la série des pluies maximales journalières s'ajuste à la loi de GALTON.

#### III.4.4.2. Pluies à courte durée et leurs intensités:

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée en un temps ( $t$ ) est déterminée par la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc,p\%} = P_{maxj,p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \text{ avec ;}$$

$P_{tc,p\%}$  : Pluie de courte durée pour une fréquence donnée (mm).

$P_{maxj,p\%}$  : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

$t$  : Durée de pluie (h).

$b$  : Exposant climatique;  $b = 0,43$  (DREW de Tlemcen).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \text{ (mm/h)}$$

**Tableau III.15** :Pluies de courte durée et leurs intensités :

t (h)	10		20		50		100		200		1000	
	Pct	lt	Pct	lt								
1	20,06	20,06	23,76	23,76	28,73	28,73	32,62	32,62	36,63	36,63	46,53	46,5
2	27,03	13,51	32,01	16	38,71	19,36	43,94	21,97	49,35	24,68	62,68	31,3
3	32,18	10,73	38,1	12,7	46,08	15,36	52,31	17,44	58,75	19,58	74,62	24,9
4	36,41	9,103	43,12	10,78	52,15	13,04	59,2	14,8	66,49	16,62	84,45	21,1
5	40,08	8,016	47,46	9,492	57,41	11,48	65,16	13,03	73,18	14,64	92,95	18,6
6	43,35	7,225	51,33	8,555	62,09	10,35	70,48	11,75	79,15	13,19	100,5	16,8
7	46,32	6,617	54,85	7,836	66,34	9,477	75,31	10,76	84,57	12,08	107,4	15,3
8	49,06	6,132	58,09	7,262	70,26	8,783	79,76	9,97	89,57	11,2	113,8	14,2
9	51,61	5,734	61,11	6,79	73,91	8,213	83,9	9,322	94,23	10,47	119,7	13,3
10	54	5,4	63,94	6,394	77,34	7,734	87,79	8,779	98,59	9,859	125,2	12,5
11	56,26	5,114	66,62	6,056	80,57	7,325	91,46	8,315	102,7	9,338	130,5	11,9
12	58,4	4,867	69,16	5,763	83,65	6,97	94,95	7,913	106,6	8,886	135,4	11,3
13	60,45	4,65	71,58	5,506	86,57	6,66	98,28	7,56	110,4	8,49	140,2	10,8
14	62,4	4,457	73,9	5,278	89,38	6,384	101,5	7,247	113,9	8,139	144,7	10,3
15	64,28	4,286	76,12	5,075	92,07	6,138	104,5	6,967	117,4	7,825	149,1	9,94
16	66,09	4,131	78,26	4,891	94,66	5,916	107,5	6,716	120,7	7,542	153,3	9,58
17	67,84	3,99	80,33	4,725	97,16	5,715	110,3	6,488	123,9	7,286	157,3	9,25
18	69,53	3,863	82,33	4,574	99,58	5,532	113	6,28	126,9	7,052	161,2	8,96
19	71,16	3,745	84,27	4,435	101,9	5,364	115,7	6,089	129,9	6,838	165	8,69
20	72,75	3,637	86,15	4,307	104,2	5,21	118,3	5,914	132,8	6,641	168,7	8,44
21	74,29	3,538	87,97	4,189	106,4	5,067	120,8	5,752	135,6	6,459	172,3	8,2
22	75,79	3,445	89,75	4,08	108,6	4,934	123,2	5,601	138,4	6,29	175,8	7,99
23	77,25	3,359	91,48	3,977	110,6	4,811	125,6	5,461	141,1	6,133	179,2	7,79
24	78,68	3,278	93,17	3,882	112,7	4,695	127,9	5,33	143,7	5,986	182,5	7,6

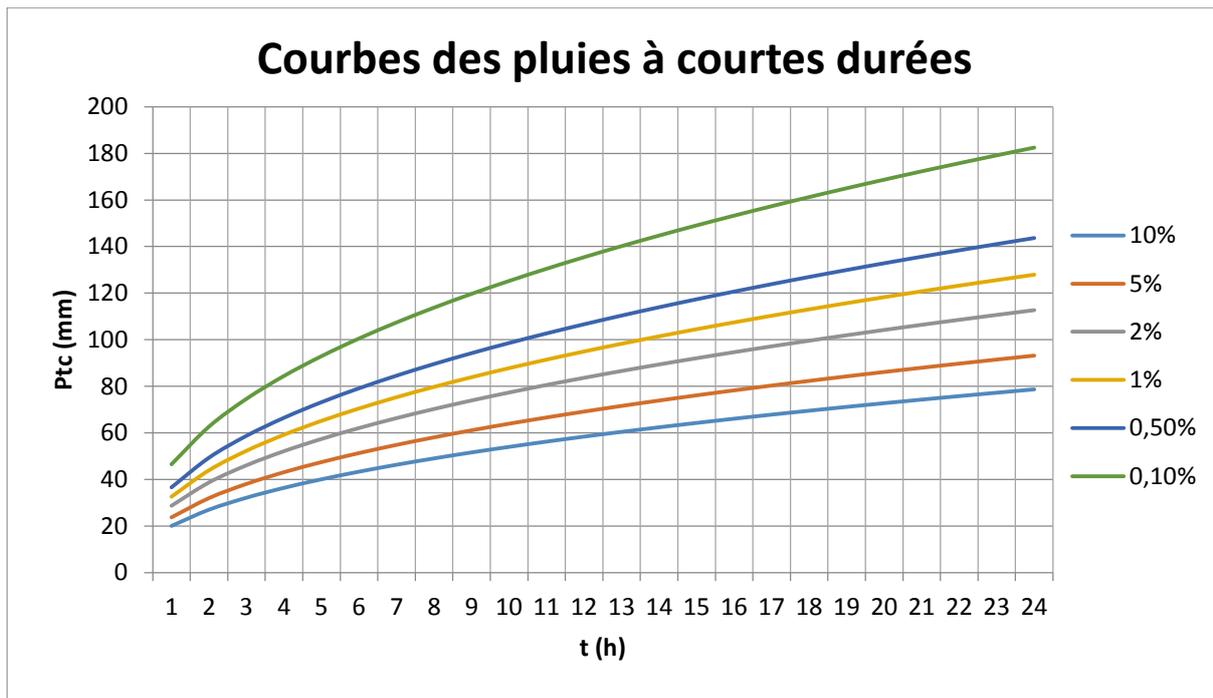


Figure III.13 : Courbes des pluies à courtes durées

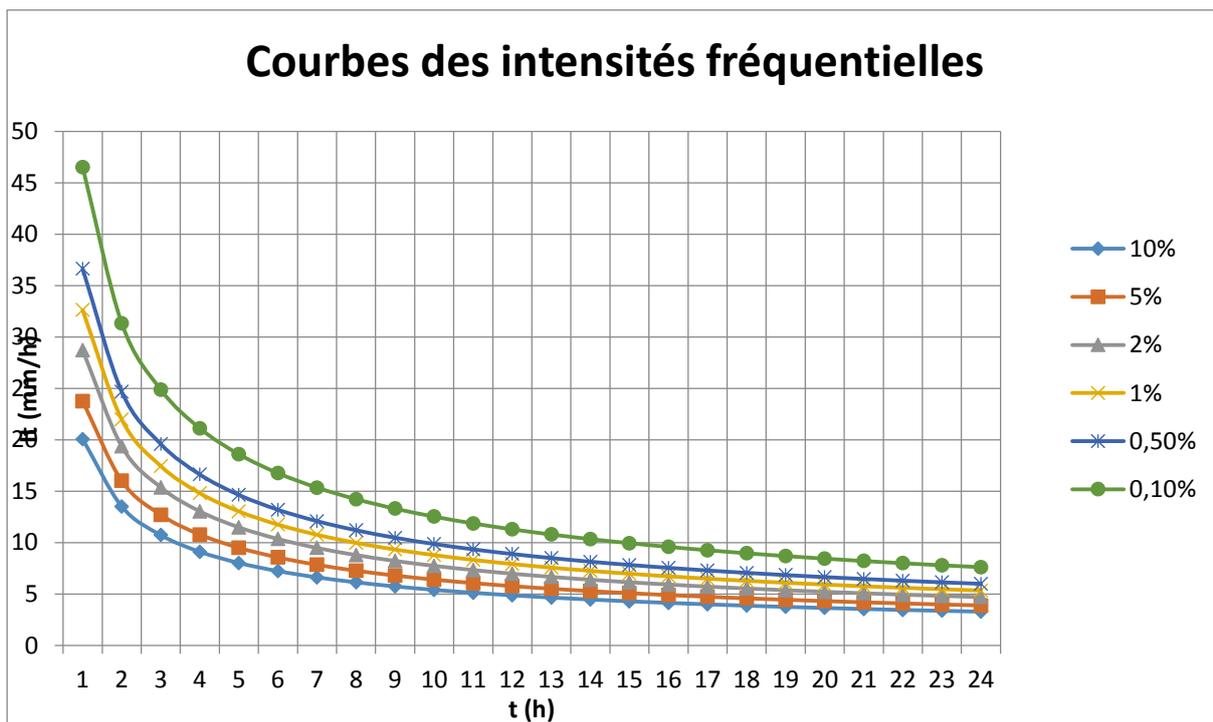


Figure III.14 : Courbes IDF.

### III.5. Etude des apports liquides :

L'étude des apports permet de quantifier les potentialités en eau du bassin, et d'estimer le régime hydrologique en termes d'écoulement, à partir de l'apport moyen interannuel, ce qui permet d'estimer les apports d'un barrage et donc sa capacité.

L'oued Boumessaoud étant muni d'une station hydrométrique disposée d'une série de 27 années complètes (1978\_2005), l'estimation des apports liquides fréquentiels sera fait à partir des mesures prélevées de cette station.

Les données hydrométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydriques d'Alger (ANRH).

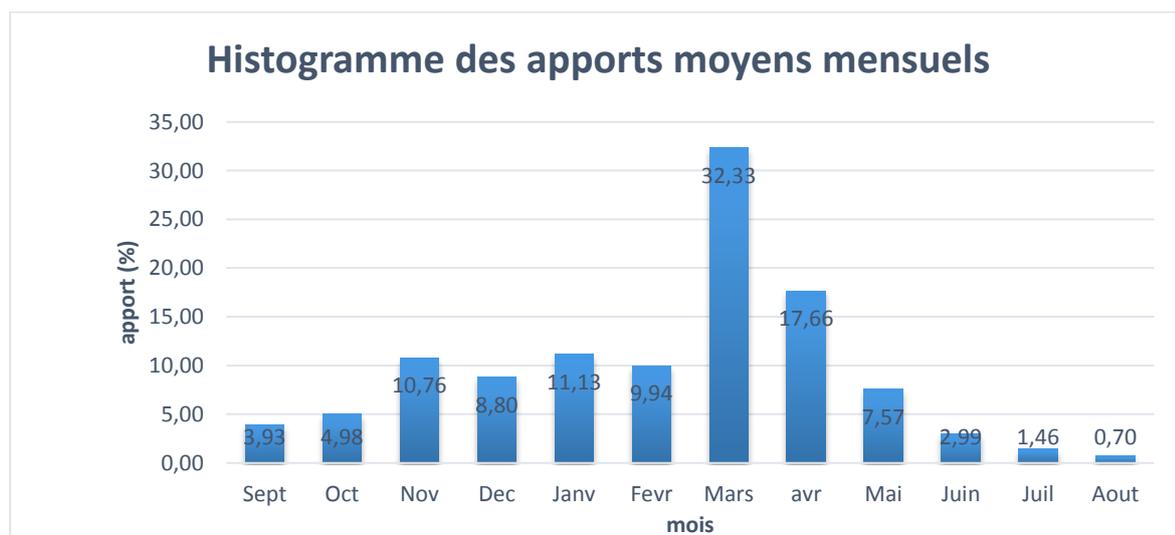
Station	Oued	Code
ZENATA	BOUMESSAOUD	160507

#### III.5.1. Répartition mensuelle de l'apport moyen :

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la série des données de la station hydrométrique de ZENATA (oued Boumessaoud).

**Tableau III.16 :** Représentation des apports moyens mensuels

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Amoy (Mm <sup>3</sup> )	0,0951	0,1206	0,2605	0,2131	0,2696	0,2408	0,7827	0,4275	0,1833	0,0724	0,0353	0,0171	2,4211
Amoy (%)	3,93	4,98	10,76	8,80	11,13	9,94	32,33	17,66	7,57	2,99	1,46	0,70	100,00



**Figure III.15 :** Répartition mensuelle des apports moyens

Sur la base de ces valeurs, on adoptera la valeur de l'apport moyen annuel

$$A_{\text{moy}} = 2,4211 \text{ Mm}^3.$$

**III.5.2. Caractéristiques de l'écoulement :**▪ **Lame d'eau écoulée moyenne**

$$l_e = \frac{A_{moy}}{S_{bv}} ; \text{ avec } A_{moy} : \text{apport moyen interannuel}, A_{moy} = 2,4211 \text{ Mm}^3.$$

$S_{bv}$  : surface du bassin versant,  $S_{bv} = 58,42 \text{ Km}^2$ .

A.N  $l_e = 41,44 \text{ mm}$ .

▪ **Coefficient de l'écoulement**

$$C_e = \frac{l_e}{P_{moy}} ; \text{ avec } l_e : \text{lame d'eau écoulée moyenne}, l_e = 41,44 \text{ mm}.$$

$P_{moy}$  : pluie moyenne interannuelle,  $P = 403,17 \text{ mm}$ .

A.N  $C_e = 0,103$ .

▪ **Module d'écoulement**

$$Q_0 = \frac{A_{moy}}{t} ; \text{ avec } A_{moy} : \text{apport moyen interannuel}, A_{moy} = 2,4211 \text{ Mm}^3.$$

$t$  : temps d'une année en secondes,  $t = 31,536.10^6$  secondes

A.N  $Q_0 = 0,086 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$= 86 \text{ l/s}.$$

▪ **Module spécifique**

$$M_0 = \frac{Q_0}{S} ; \text{ avec } Q_0 : \text{Module d'écoulement}, Q_0 = 0,086 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$S_{bv}$  : surface du bassin versant,  $S_{bv} = 58,42 \text{ Km}^2$ .

A.N  $M_0 = 1,47 \text{ l.s}^{-1}.\text{Km}^{-2}$ .

Tableau récapitulatif

Caractéristiques de l'écoulement	Unité	Valeur
Lame d'eau écoulée moyenne	mm	41,44
Coefficient d'écoulement		0,103
Module d'écoulement	$\text{m}^3/\text{s}$	0,086
Module spécifique	$\text{l.s}^{-1}.\text{Km}^{-2}$	1,47

**III.5.3. Etude fréquentielle des apports :**

- **Caractéristiques empiriques de l'échantillon**

Nombre d'observations	27
Minimum	0,18
Maximum	8,28
Moyenne	2,42
Ecart-type	2,02
Médiane	1,66
Coefficient de variation (Cv)	0,834
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,55
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4,05

- **Ajustement des apports moyens annuels**

On a effectué l'ajustement de la série des apports moyens annuels à la loi de Gumbel (doublement exponentielle) et à la loi de Galton (log normale) qu'on a les définie précédemment. L'ajustement se fait à l'aide de logiciel « Hyfran ».

Les tests d'adéquation des lois sont déduits directement du logiciel.

- ▶ **Ajustement à la loi de GUMBEL**

**Résultats obtenues par HYFRAN :**

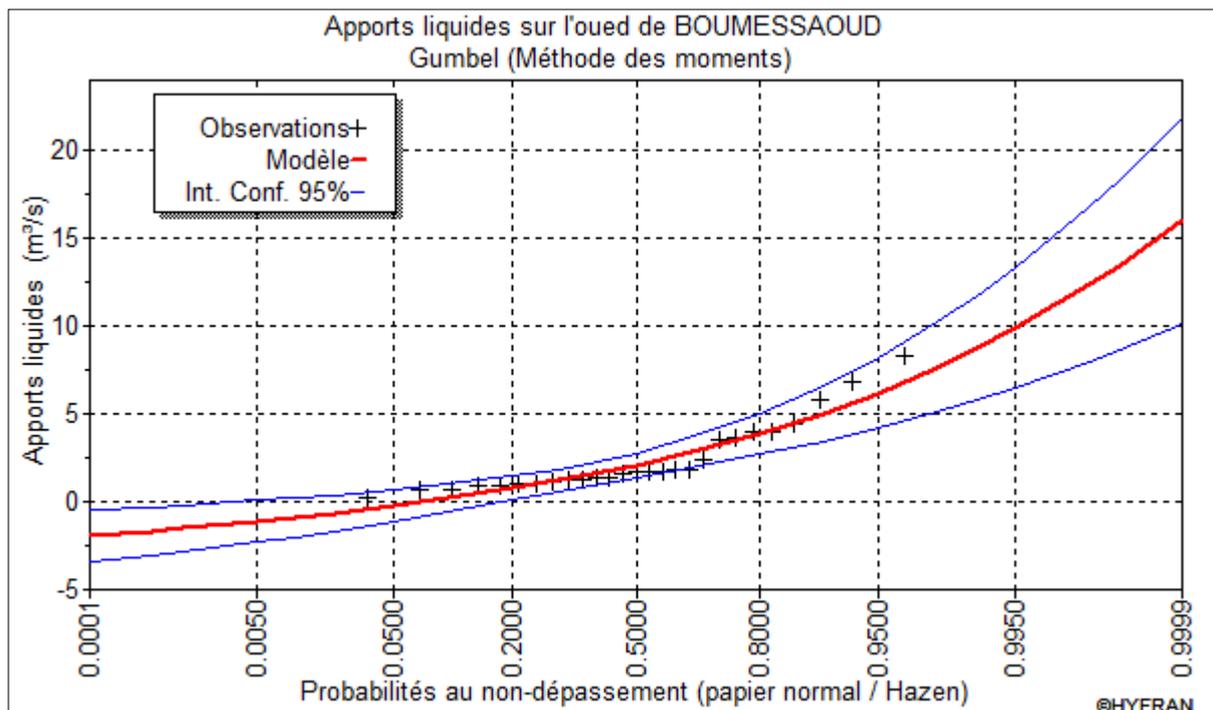
$$\alpha = 1,573591.$$

$$x_0 = 1,512687.$$

Donc  $A_{moy,p\%} = 1,57y + 1,51$ .

Estimation des quantiles pour différentes période de retour.

T	q	A <sub>moy,p%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	intervalle de confiance 95%	
			borne inf	borne sup
1000	0,999	12,4	7,98	16,8
100	0,99	8,75	5,76	11,7
10	0,9	5,05	3,46	6,64
5	0,8	3,87	2,7	5,05
2	0,5	2,09	1,39	2,79
1,25	0,2	0,764	0,0803	1,45



**Figure III.16 :** Ajustement graphique des apports à la loi de GUMBEL.

Test d'adéquation ( $\chi^2$ ) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 7$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 4$ .

$$\chi^2_{\text{cal}} = 14,74.$$

$$\chi^2_{\text{th}} = 9,488.$$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} > \chi^2_{\text{th}}$ , on peut pas accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi de GUMBEL des apports moyens annuels est à rejeter.

### ► Ajustement à la loi de GALTON

**Résultats obtenues par HYFRAN :**

$$\overline{\log A_{\text{moy}}} = 0,577972.$$

$$\sigma_{\log A_{\text{moy}}} = 0,824316.$$

$$\text{Donc } A_{\text{moy}, P\%} = 10^{0,58 + 0,82 u_{P\%}} ;$$

Tableau récapitulatif

T	q	A moy,p% (Mm <sup>3</sup> )	intervalle de confiance 95%	
			borne inf	borne sup
1000	0,999	22,8	5,48	40,1
100	0,99	12,1	4,77	19,5
10	0,9	5,13	2,96	7,3
5	0,8	3,57	2,27	4,86
2	0,5	1,78	1,23	2,34
1,25	0,2	0,891	0,567	1,21

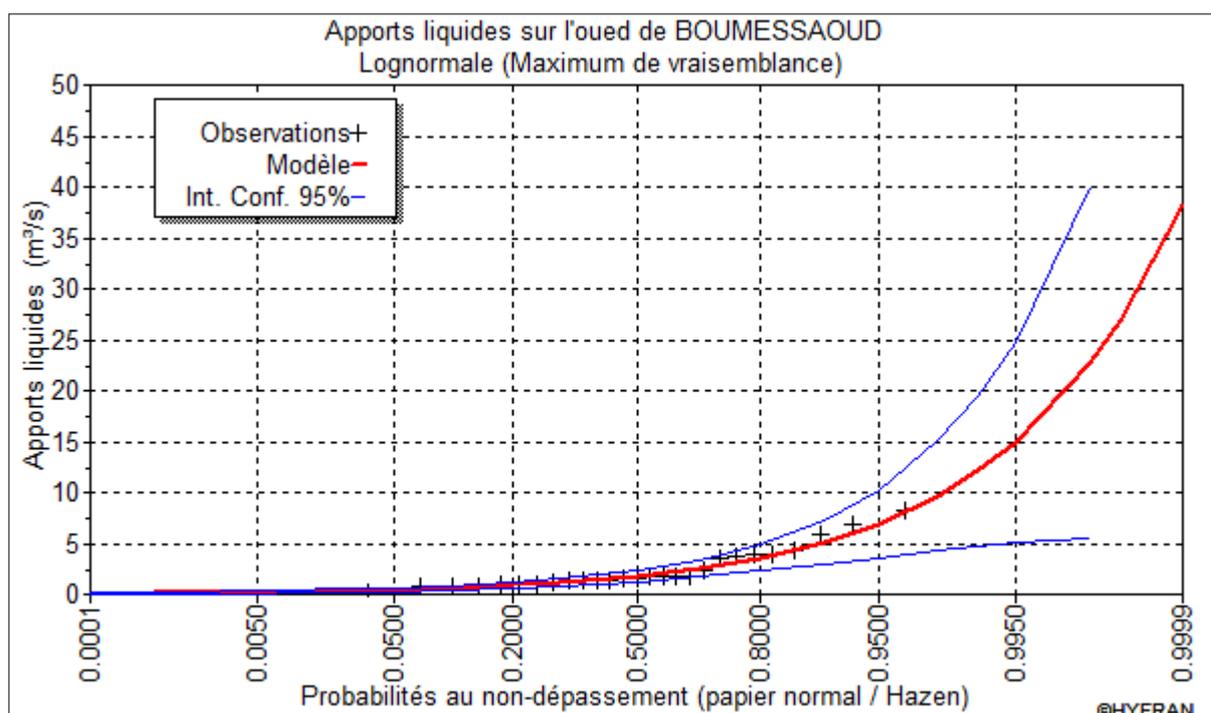


Figure III.17 :Ajustement graphique des apports à la loi de GALTON.

Test d'adéquation ( $\chi^2$ ) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 7$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 4$ .

$$\chi^2_{\text{cal}} = 3.85.$$

$$\chi^2_{\text{th}} = 9,488.$$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} < \chi^2_{\text{th}}$ , on peut accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi de GALTON des apports moyens annuels est à considérer.

▪ **Choix de la loi**

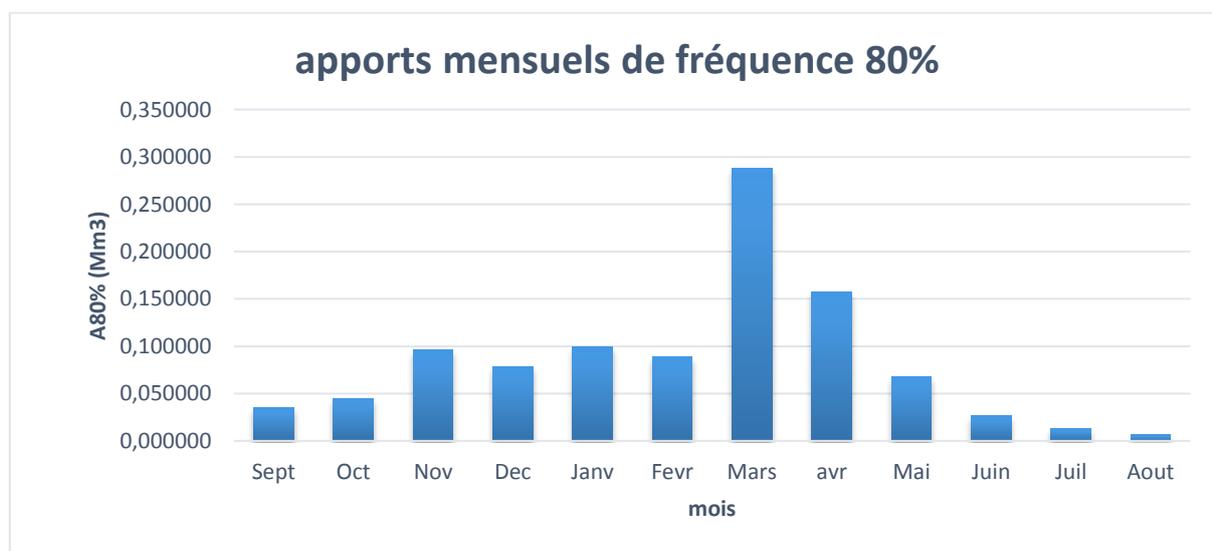
D’après le test d’adéquation de Khi2, on peut dire que la série des apports moyens annuels s’ajuste à la loi de GALTON.

▪ **Répartition des apports moyens mensuels à une probabilité de 80% :**

Pour un apport de fréquence 80%  $A=0,891\text{Mm}^3$ , les apports moyens mensuels fréquents sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.17 :**Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel de fréquence 80%

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Amoy (%)	3,93	4,98	10,76	8,80	11,13	9,94	32,33	17,66	7,57	2,99	1,46	0,70	100
A80% (Mm3)	0,034987	0,044399	0,095859	0,078432	0,099208	0,088608	0,288063	0,157325	0,067460	0,026643	0,012984	0,006275	0,891



**Figure III.18:**Apports mensuels calculés de fréquence 80%

**III.6. Les apports solides :**

L’estimation des apports solides est primordiale puisqu’elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques.

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l’agressivité climatique (pluies intenses), de l’étendue du relief du bassin, de la résistance à l’érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Notre bassin formé en grande partie par des sols à caractère calquéro-dolomitiques au sud et des sols à prédominance marneuse à pentes douces et cultivés, au nord, est caractérisé par une érosion relativement faible.

### III.6.1.Méthode de GRAVILLOVIC :

La méthode de GRAVILLOVIC est très appliquée en Algérie, cette méthode introduisant les paramètres tel que la température, précipitation, pente du cours d'eau, le couvert végétal, la structure du terrain et le processus d'érosion. Elle paraît mieux adaptée à la nature de notre bassin versant.

$$T_s = 3,141664 P_{moy} \left( \sqrt{\frac{t_{moy}}{10}} + 0,1 \right) Z^{\frac{3}{2}} \left( \frac{\sqrt{P} H_{moy}}{(L_{cp} + 10)^{0,2}} \right) \text{ avec ;}$$

$T_s$  : Taux de transport solide(t/Km<sup>2</sup>/an).

$P_{moy}$  :Précipitation annuelle moyenne (mm).

$t_{moy}$  : Température moyenne du bassin versant (C°).

$P$  : Périmètre du bassin versant (km).

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (km).

$L_{cp}$  : longueur du thalweg principale (km).

$Z$  : coefficient d'érosion(il varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion),  $Z = \alpha \times \beta (\varphi + \sqrt{I_{moy}})$  avec :

$\alpha$  : coefficient exprimant la valeur de la protection du sol contre l'érosion par le couvert végétale  $0,05 < \alpha < 1$ .

$\beta$  : coefficient d'érodabilité du sol dépendant de la structure lithologique et pédologique du bassin  $0,2 < \beta < 2$ .

$\varphi$  : coefficient exprimant le type et le degré du processus d'érosion  $0,1 < \varphi < 1$ .

$I_{moy}$  : pente moyenne du bassin versant.

Pour notre bassin versant  $Z= 0,5$ .

A.N  $T_s= 580,91t/Km^2/an$ .

### III.7. Etude des crues :

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet.

Il existe plusieurs méthodes, dans notre cas on utilise la méthode statistique qui consiste à faire un ajustement sur la série de données de débits maxima observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal) et d'extrapoler les débits pour des fréquences données. L'oued Boumessaoud muni d'une station hydrométrique disposée d'une série de 27 années complètes (1978\_ 2005), les données hydrométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydriques d'Alger (ANRH).

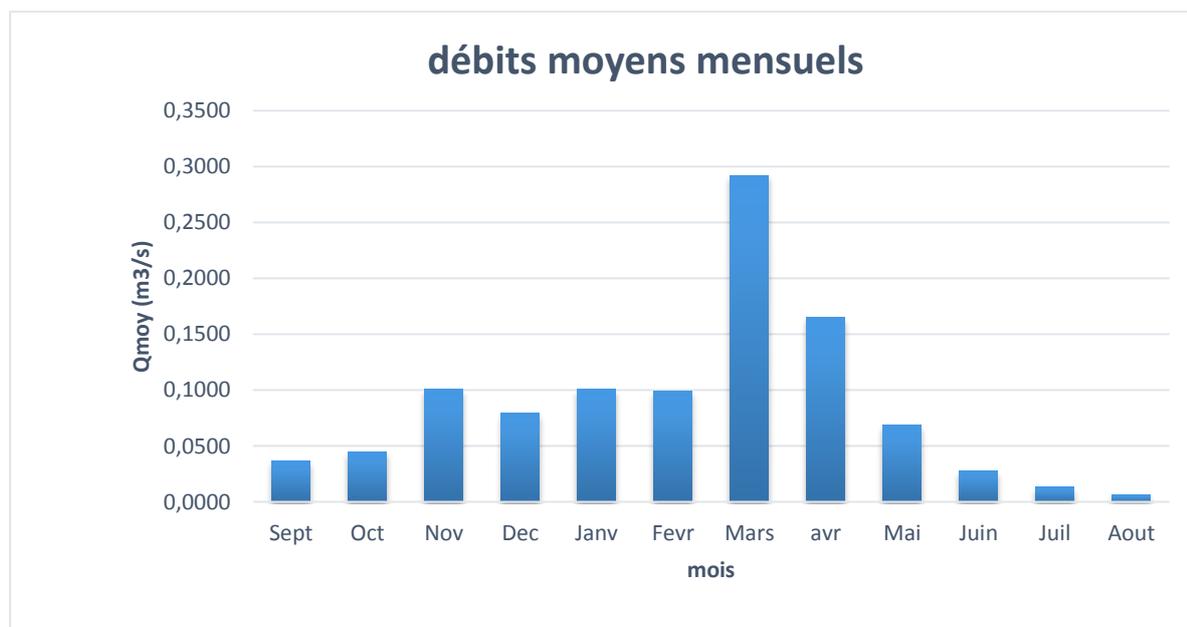
Station	Oued	Code
ZENATA	BOUMESSAOUD	160507

#### III.7.1. Répartition mensuelle du débit moyen :

La distribution des débits mensuels a été établit sur la base de la série des données de la station hydrométrique de ZENATA (oued Boumessaoud).

**Tableau III.18** :Représentation des débits moyens mensuels

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Qmoy (m3/s)	0,0367	0,0450	0,1005	0,0796	0,1007	0,0988	0,2923	0,1649	0,0684	0,0279	0,0132	0,0064	0,0862



**Figure III.19** :Représentation des débits moyens mensuels

**III.7.2. Etude fréquentielle des débits maximaux :**

- **Caractéristiques empiriques de l'échantillon**

Nombre d'observations	27
Minimum	0,59
Maximum	74,1
Moyenne	23,7
Ecart-type	23,7
Médiane	11,7
Coefficient de variation (Cv)	0,999
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,999
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2,24

- **Ajustement des débits maximaux annuels**

On a effectué l'ajustement de la série des débits maximaux annuels à la loi de GALTON (log normale) et à la loi GUMBEL qu'on a définie précédemment et à la loi exponentielle. L'ajustement se fait à l'aide de logiciel « Hyfran ».

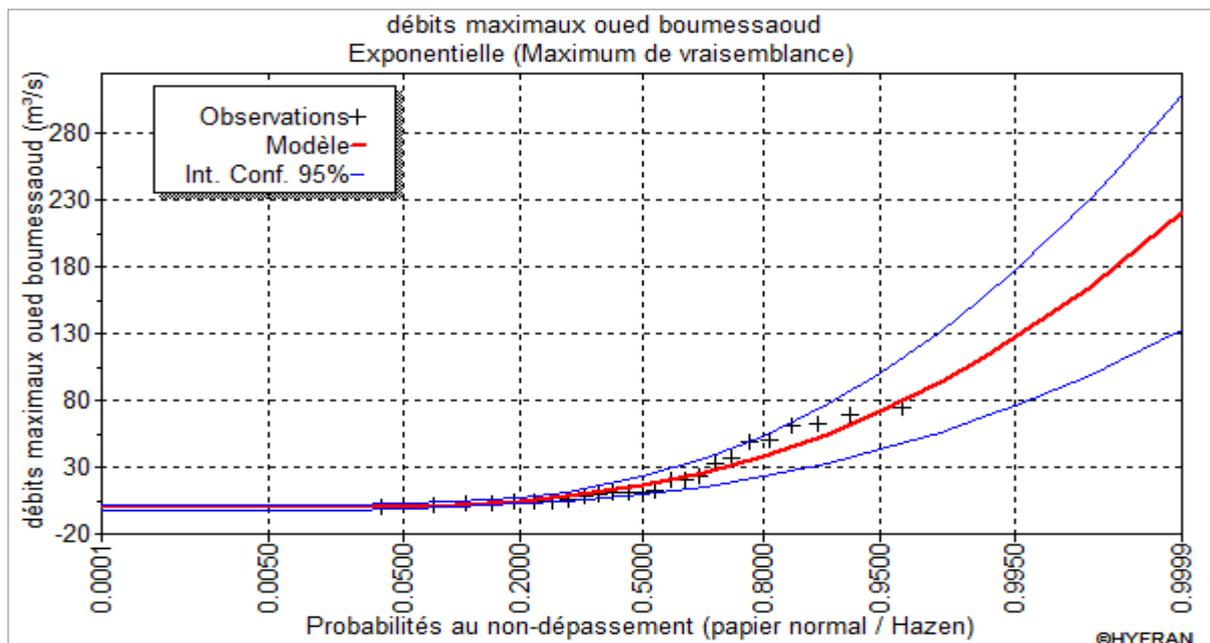
Les tests d'adéquation des lois sont déduits directement du logiciel.

- ▶ **Ajustement à la loi exponentielle**

- **Résultats obtenues par HYFRAN :**

Estimation des quantiles pour différentes période de retour.

T	q	Q <sub>max,p%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	intervalle de confiance 95%	
			borne inf	borne sup
1000	0,999	166	99,7	232
200	0,995	127	76,4	178
100	0,99	110	66,4	154
50	0,98	93,8	56,4	131
20	0,95	71,7	43,2	100
10	0,9	55	33,2	76,9



**Figure III.20 :** Ajustement graphique des débits maximaux à la loi exponentielle

Test d'adéquation ( $\chi^2$ ) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 7$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 4$ .

$$\chi^2_{\text{cal}} = 4.40.$$

$$\chi^2_{\text{th}} = 9.488.$$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} < \chi^2_{\text{th}}$ , on peut accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi exponentielle des débits maximaux annuels est à considérer.

#### ► Ajustement à la loi de GALTON

**Résultats obtenues par HYFRAN :**

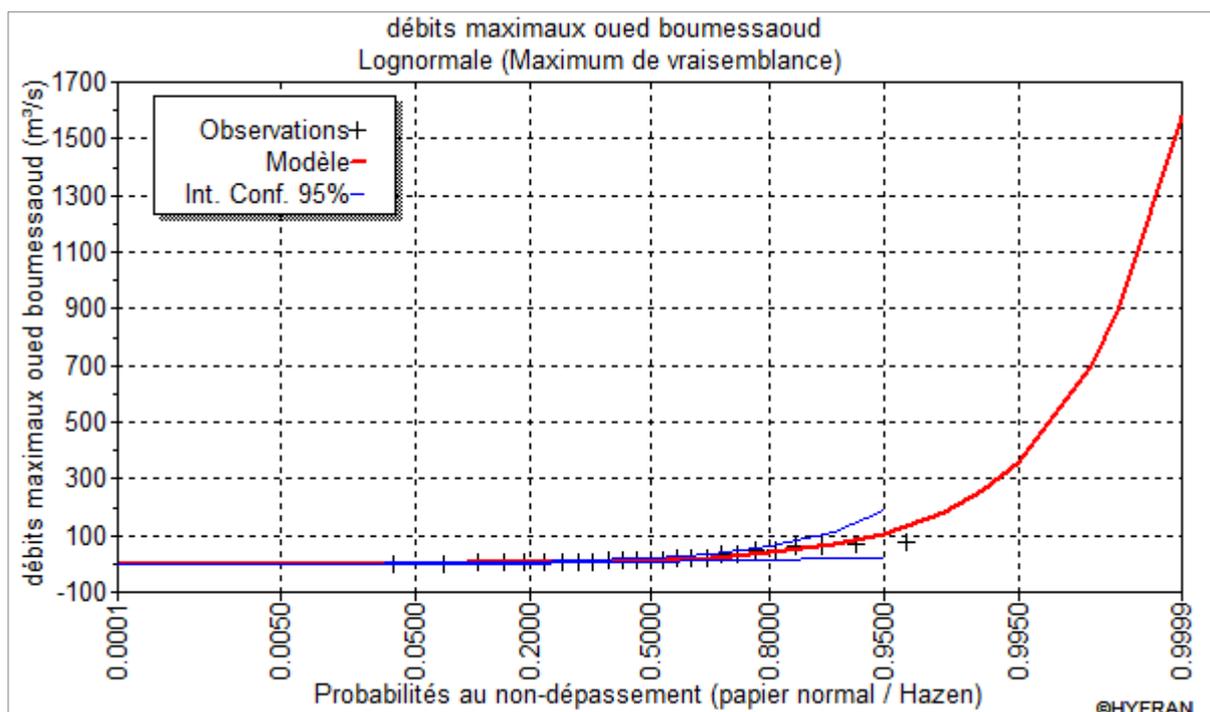
$$\overline{\log Q_{\max}} = 2.53568.$$

$$\sigma_{\log \max} = 1.298567.$$

$$\text{Donc } Q_{\max, p\%} = 10^{2.54 + 1.3 u_{p\%}} ;$$

Estimation des quantiles pour différentes période de retour

T	q	Q <sub>max,p%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	intervalle de confiance 95%	
			borne inf	borne sup
1000	0,999	698	N/D	N/D
200	0,995	358	N/D	N/D
100	0,99	259	N/D	N/D
50	0,98	182	N/D	N/D
20	0,95	107	22,4	191
10	0,9	66,7	20,4	113



**Figure III.21 :** Ajustement graphique des débits maximaux à la loi de GALTON.

Test d'adéquation ( $\chi^2$ ) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 7$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 4$ .

$$\chi^2_{\text{cal}} = 0,48.$$

$$\chi^2_{\text{th}} = 9,488.$$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} < \chi^2_{\text{th}}$ , on peut accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi de GALTON des débits maximaux annuels est à considérer.

► Ajustement à la loi de GUMBEL :

**Résultats obtenues par HYFRAN :**

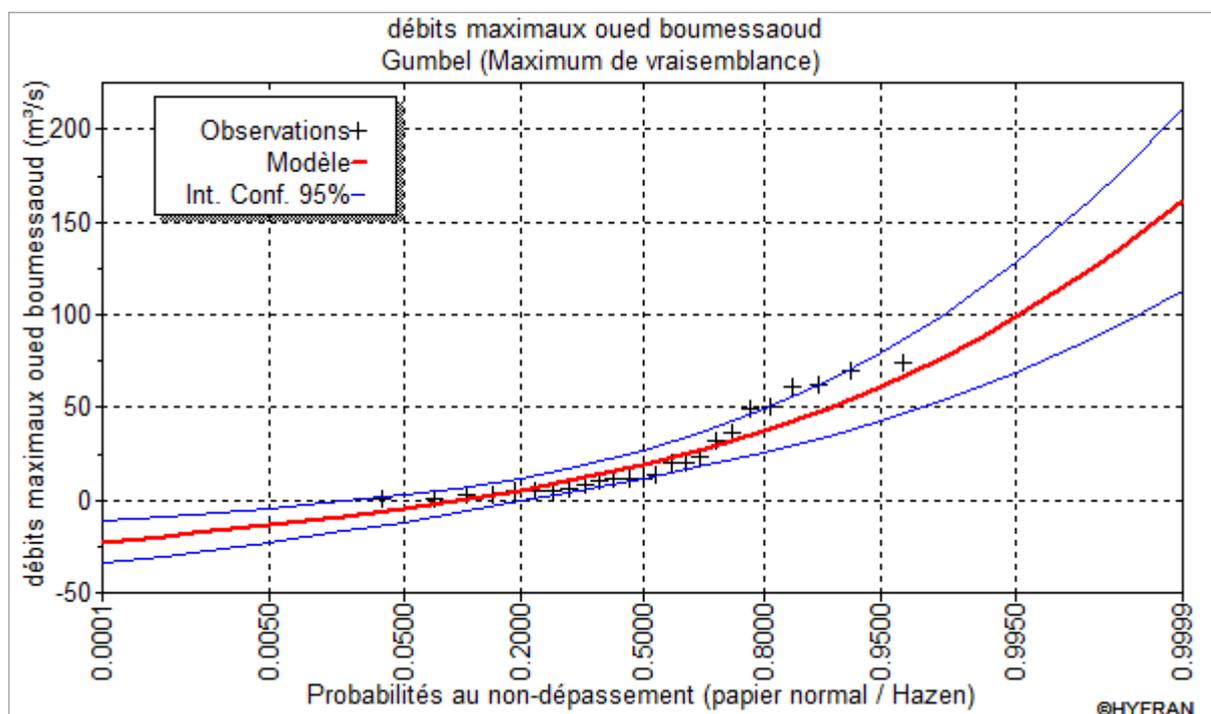
$\alpha = 13,15347.$

$x_0 = 16,139268.$

Donc  $\bar{Q} \max j = 13,15y + 16,14.$

Estimation des quantiles pour différentes période de retour.

T	q	Qmax,p% (m3/s)	intervalle de confiance 95%	
			borne inf	borne sup
1000	0,999	125	86,9	162
200	0,995	98,6	69	128
100	0,99	87,4	61,2	114
50	0,98	76,1	53,4	98,9
20	0,95	61,1	42,9	79,3
10	0,9	49,5	34,6	64,3



**Figure III.22 :** Ajustement graphique des débits maximaux à la loi de GUMBEL.

Test d'adéquation (khi2) :

Le risque  $\alpha = 5\%$ .

Le nombre de classe  $K = 7$ .

Le nombre de degré de liberté  $\gamma = 4$ .

$\chi^2_{cal} = 9.44.$

$\chi^2_{th} = 9,488.$

On remarque que  $\chi^2_{\text{cal}} < \chi^2_{\text{th}}$ , on peut accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

L'ajustement de la loi de GUMBEL des débits maximaux annuels est à considérer.

- **Choix de la loi**

D'après le test d'adéquation de Khi2, on peut dire que la série des débits maximaux annuels s'ajuste mieux à la loi exponentielle.

### III.7.3. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de **SOKOLOVSKY**. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue  $Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x$ .
- Pour la décrue  $Q_{md} = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^y$

Avec :

$Q_m$ : débit instantané de la montée (m<sup>3</sup>/s)

$Q_d$ : débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s) ;

$t_m$  : temps de la montée de la crue en (h) ;

$t_d$  : temps de la décrue en (h) ;

$Q_{\max}$  : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s) ;

$x, y$  : Puissance des courbes ;

$x = 2$  pour la montée de la crue.

$Y = 3$  pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :  
 $t_m = t_c$  (pour les petits bassins versants), avec  $t_c$  est le temps de concentration du bassin versant (h).

$t_d = \delta t_m$ ;

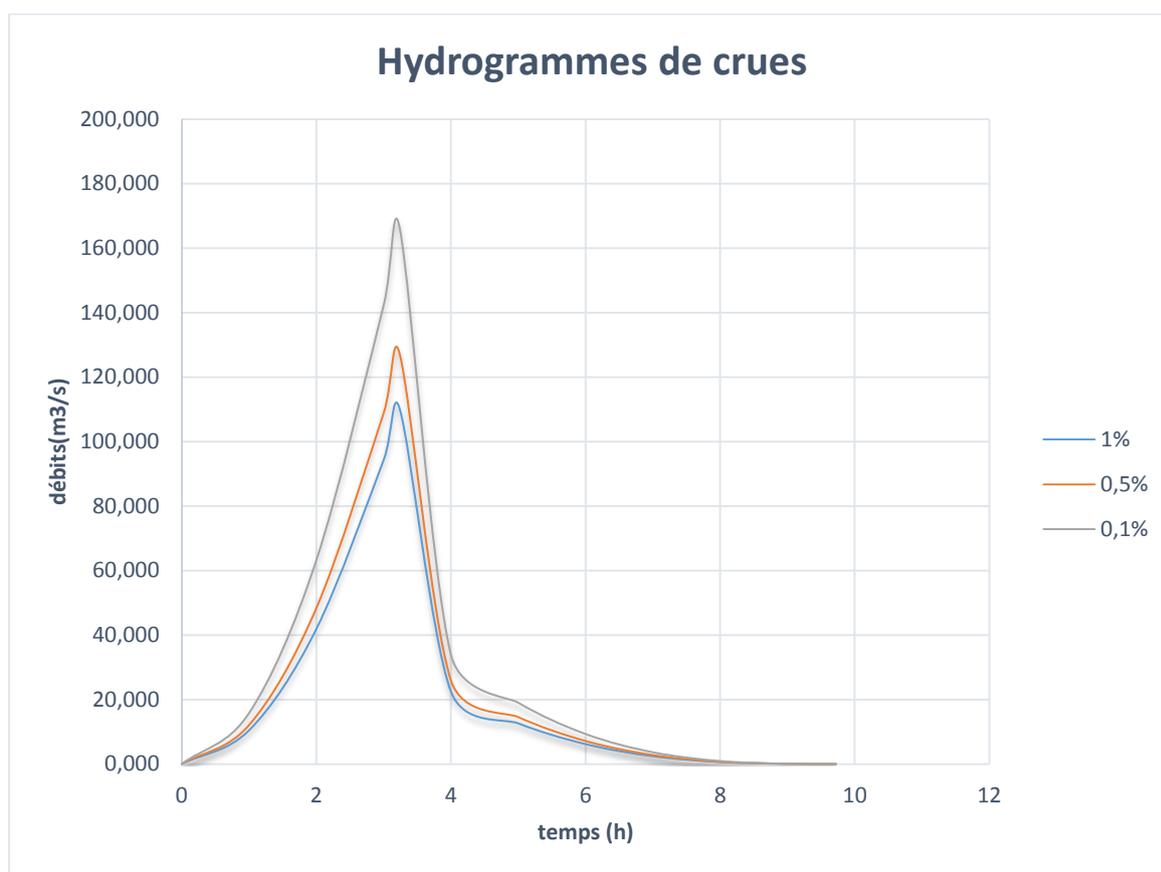
Où  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, on prend  $\delta = 3$ .

$t_m = 3,24h$  ;  $t_d = 9,72h$ .

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le tableau

**Tableau III.19** :Débits de crues pour différentes périodes de retour

temps (h)	Débit de crue des périodes de retour					
	Q(10ans) m3/s	Q(20ans) m3/s	Q(50ans) m3/s	Q(100ans) m3/s	Q(200ans) m3/s	Q(1000ans) m3/s
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	5,239	6,830	8,935	10,479	12,098	15,813
2	20,957	27,321	35,742	41,914	48,392	63,253
3	47,154	61,471	80,418	94,307	108,882	142,318
3,24	55,000	71,700	93,800	110,000	127,000	166,000
4	11,209	14,612	19,116	22,417	25,882	33,830
5	6,298	8,210	10,741	12,596	14,542	19,008
6	3,083	4,019	5,258	6,166	7,119	9,305
7	1,205	1,571	2,055	2,410	2,783	3,638
8	0,305	0,397	0,520	0,610	0,704	0,920
9	0,022	0,029	0,038	0,045	0,052	0,067
9,72	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000



**Figure III.23** :Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

### III.7.4. Choix de la crue de projet :

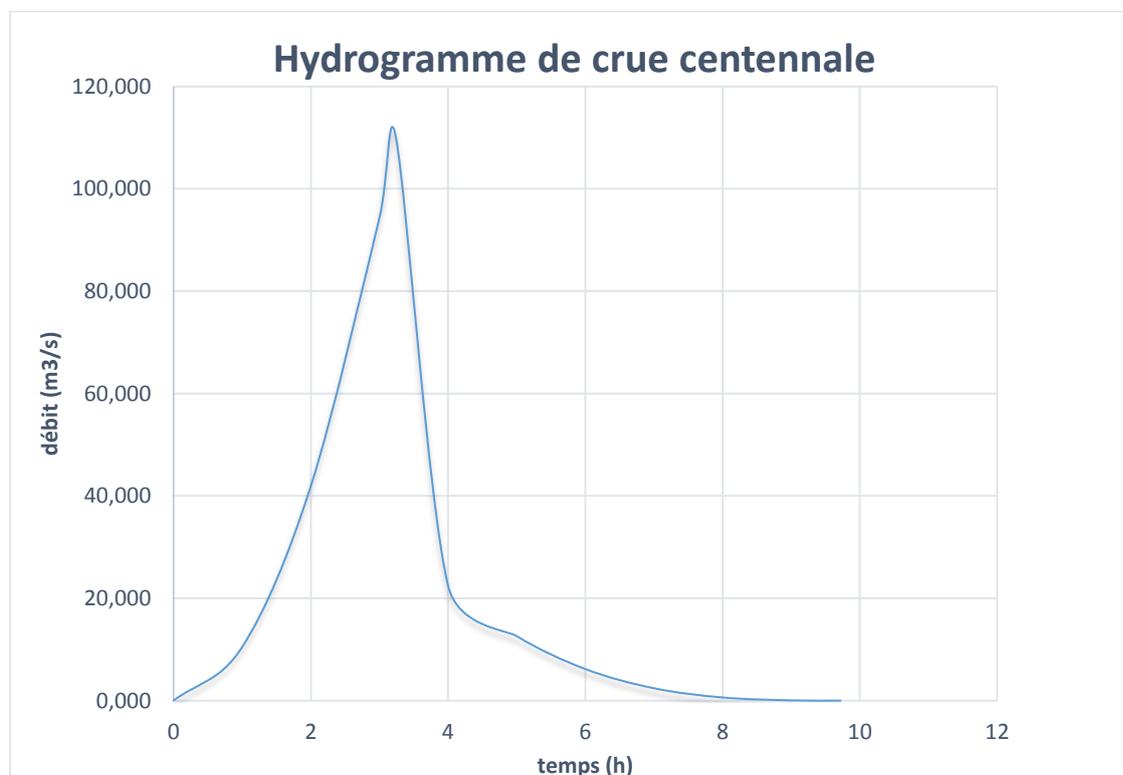
La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent, la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence  $10^{-2}$  à  $10^{-4}$ ). Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts que peut induire une rupture.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

**Tableau III.20 :**Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet)

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie	1/100000 à 1/10000
Importants : pas de pertes de vies	1/10000 à 1/1000
Faibles : pas de perte de vies dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour le cas de notre retenue, qui est dégagée et inhabitée en aval, nous constatons que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faible ainsi que pour les dommages matériels, donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité de 1 % ( $T = 100$  ans), en prenant une marge de sécurité, le débit de projet est pris égal à  $Q_{1\%} = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figure III.24 :**Hydrogramme de crue centennale

**III.8. Etude de régularisation :**

Le but de la régularisation consiste à déterminer les paramètres de la retenue sur l'oued BOUMESSAOUD dans la commune de HENAYA et un mode d'exploitation, permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux et pour la satisfaction des consommateurs.

Selon les orientations de l'D.R.E.W de TLEMCEM, la retenue sur l'oued BOUMESSAOUD doit satisfaire seulement les besoins en irrigation.

Pour la définition du volume de la retenue. On a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des masses d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

**III.8.1. Courbes caractéristiques de la retenue :**

Sur le plan topographique, on voit que notre cuvette est comprise entre une cote minimale de 251 m NGA et une cote maximale de 267m NGA.

- **La courbe surface-hauteur**

Pour le tracé de cette courbe, il faut disposer de la carte topographique du site et de cuvette à l'échelle 1/1000.

Pour chaque cote, la surface correspondante est délimitée et reportée sur un graphe.

- **La courbe capacité hauteur**

Le volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau consécutives est :

$$\Delta V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \Delta H \text{ avec ;}$$

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

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

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

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

Le volume initial est pris égale à :  $V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H_1$ . Ce volume se trouve près du lit de l'oued.

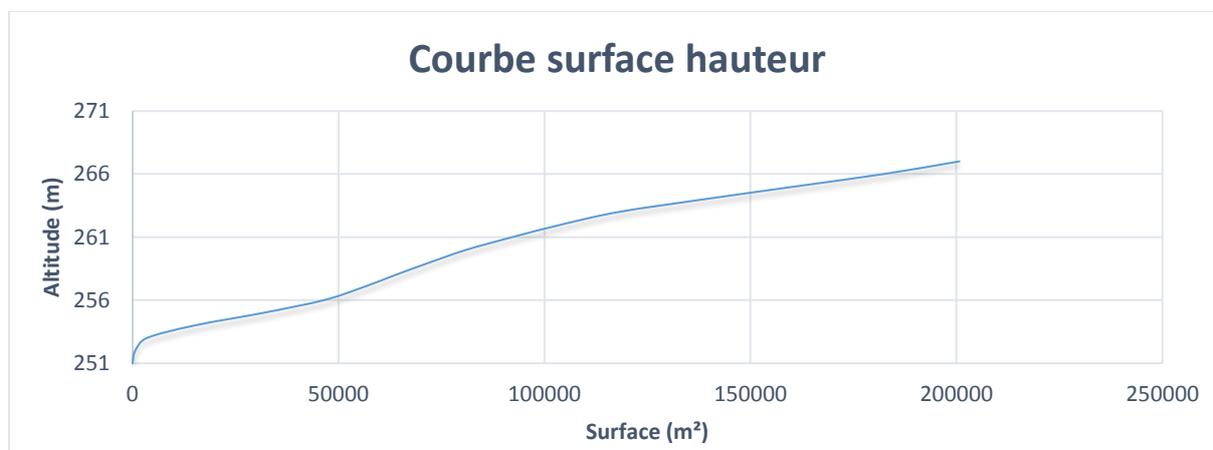
Les volumes  $V_i$ , à partir de la courbe de niveau initiale jusqu'à la cote  $H$  sont donnés comme suit :  $V_i = V_{i-1} + \Delta V_i$  avec  $i = 2 \dots \dots \dots n$ .

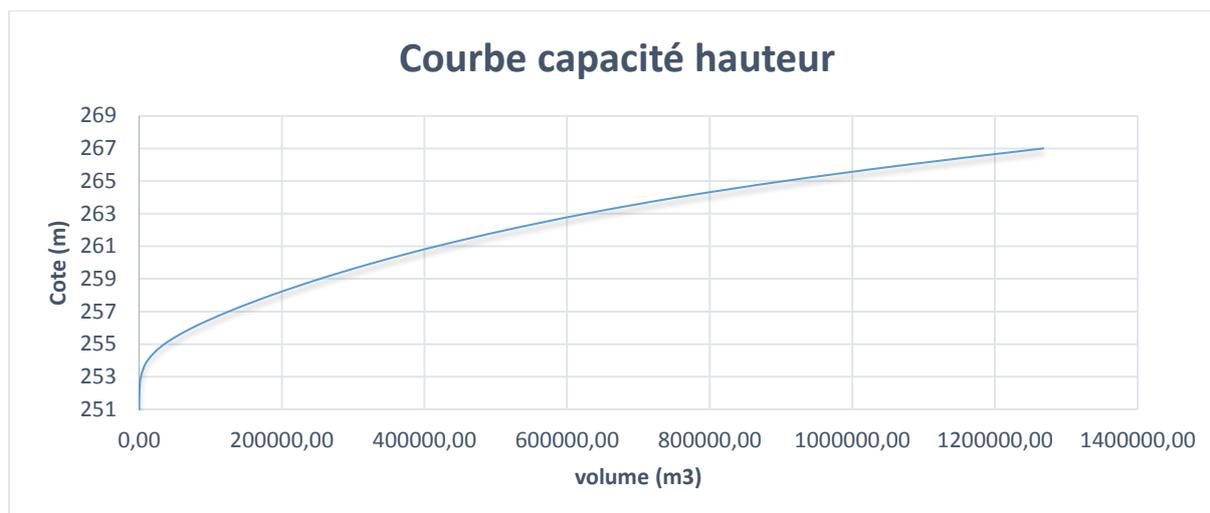
Le  $n^{\text{ème}}$  volume est le volume total de la retenue et correspond à la hauteur du barrage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21** :Caractéristique topographiques de la retenue

Cote (m)	H (m)	S (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	$\Delta H$ (m)	$\Delta V$ (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
251	0	0				0,00
252	1	665,21	443,47	1	443,47387	443,47
253	2	3470,27	2067,74	1	2067,7405	2511,21
254	3	15158,96	9314,61	1	9314,6141	11825,83
255	4	31853,31	23506,13	1	23506,133	35331,96
256	5	46439,25	39146,28	1	39146,281	74478,24
257	6	55780,41	51109,83	1	51109,832	125588,07
258	7	63843,56	59811,98	1	59811,984	185400,06
259	8	72248,33	68045,94	1	68045,942	253446,00
260	9	81150,70	76699,52	1	76699,515	330145,52
261	10	92264,13	86707,42	1	86707,418	416852,93
262	11	104225,23	98244,68	1	98244,678	515097,61
263	12	118217,60	111221,41	1	111221,41	626319,03
264	13	138841,53	128529,57	1	128529,57	754848,59
265	14	160625,22	149733,38	1	149733,38	904581,97
266	15	182467,83	171546,53	1	171546,53	1076128,50
267	16	200745,41	191606,62	1	191606,62	1267735,11

**Figure III.25** :La courbe surface hauteur



**Figure III.26 :** La courbe capacité hauteur

### III.8.2. Détermination de la garantie de la restitution :

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à  $P = 80\%$  (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation.

### III.8.3. Détermination des besoins :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irrigant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet et août, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

**Tableau III.22 :** Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation

mois	sep	oc	no	dé	jan	fe	ma	avr	mai	jui	juil	aout	année
	t	t	v	c	v	v	r						
Besoins eau (m³/ha)	0	0	0	0	0	0	0	3061	4800	5400	1866	1666	16794
Besoins eau (Hm³)	0	0	0	0	0	0	0	0.16	0.25	0.28	0.10	0.07	0.86

Source : DREW de Tlemcen

**III.8.4. Calcul du volume mort :**

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

- **Formule de TIXERONT**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s T}{\delta_s};$$

$$Q_s = \alpha L_e^{0,15} S \text{ Avec ;}$$

$Q_s$  : Le débit solide (t/an).

$T$  : temps d'exploitation ( $T= 20$ ans).

$\delta_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta_s = 2,09$  t/m<sup>3</sup>).

$\alpha$  : Caractéristique de perméabilité ( $\alpha=350$  moyenne à faible perméabilité).

$L_e$  : lame d'eau écoulée ( $L_e= 41,44$ mm).

$S$  : surface du bassin versant ( $S=58,42$ Km<sup>2</sup>).

$$\text{A.N } Q_s = 35747,24 \text{t/an.}$$

$$V_m = 342078,85 \text{m}^3.$$

$$V_m = 0,342078 \text{Mm}^3.$$

- **Formule de GRAVILLOVIC**

Le volume mort est donné par :

$$V_m = \frac{T_s T S}{\delta_s} \text{ avec ;}$$

$T_s$  : Taux de transport solide ( $T_s= 580,91$ t/Km<sup>2</sup>/an).  $T$  : temps d'exploitation ( $T= 20$ ans).

$S$  : surface du bassin versant ( $S=58,42$ Km<sup>2</sup>).  $\delta_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta_s = 2,09$  t/m<sup>3</sup>).

$$\text{A.N } V_m = 324753,71 \text{m}^3.$$

$$V_m = 0,324753 \text{Mm}^3.$$

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à  $0,324753 \text{Mm}^3$ , pour un délai de service de 20 ans d'exploitation, ce qui correspond à une hauteur du NVM de 259.9m NGA.

**III.8.5. Calcul du volume utile :**

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

- L'apport annuel  $A_{80\%}$ .

- La consommation  $U_{80\%}$ .

- Le volume mort de la retenue.

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

► **Procédé de calcul :**

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Détermination du volume à évacuer.

En analysant le bilan Apports-Consommation on voit que la période à bonne hydraulicité (Période excédentaire) est celle correspondant du mois de Septembre-Mars.

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

**Tableau III.23 :**Le volume utile de la retenue.

Mois	W80% (Mm3)	U80% (Mm3)	W-U (Mm3)	V (Mm3)
septembre	0,034987	0	0,034987	0,729556
octobre	0,044399	0	0,044399	
novembre	0,095859	0	0,095859	
décembre	0,078432	0	0,078432	
janvier	0,099208	0	0,099208	
février	0,088608	0	0,088608	
mars	0,288063	0	0,288063	
avril	0,157325	0,16	-0,002675	-0,589313
mai	0,067460	0,25	-0,182540	
juin	0,026643	0,28	-0,253357	
juillet	0,012984	0,1	-0,087016	
aout	0,006275	0,07	-0,063725	

$$V_s = 0,729556 \text{Mm}^3.$$

$$V_d = 0,589313 \text{Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 0,589313 \text{Mm}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$ .

$$\text{D'où : } V_{NNR} = 0,914066 \text{Mm}^3.$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR.

La régularisation ou la répartition de l'écoulement se fait en appliquant deux consignes : 1 ère et 2eme consigne.

► **1ère Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

► **2ème Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

▪ **Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :**

Le niveau du volume mort NVM correspond à  $V_m = 0,324753 \text{Mm}^3$  est de 259.9m NGA.

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à  $V_{NNR} = 0,914066 \text{Mm}^3$ .

$$V_{rf} = V_{ri} + (A-U)$$

Avec :

$V_{rf}$  = Volume de remplissage final.

$V_{ri}$  = Volume de remplissage initial.

S = Volume excédentaire à évacuer.

**Tableau III.24 :** Régularisation de l'écoulement sans pertes

Mois	W80% (Mm3)	U80% (Mm3)	W-U (Mm3)	1ier consigne			2ème consigne		
				Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)
				0,324753	0,324753		0,324753	0,324753	
sept	0,034987	0	0,034987						
				0,359740	0,359740	0	0,289766	0,324753	0,034987
oct	0,044399	0	0,044399						
				0,404139	0,404139	0	0,280354	0,324753	0,044399
nov	0,095859	0	0,095859						
				0,499998	0,499998	0	0,263896	0,324753	0,060857
déc	0,078432	0	0,078432						
				0,578430	0,578430	0	0,359755	0,359755	0
janv	0,099208	0	0,099208						
				0,677638	0,677638	0	0,438187	0,438187	0
fév	0,088608	0	0,088608						
				0,766246	0,766246	0	0,537395	0,537395	0
mar	0,288063	0	0,288063						
				1,054309	0,914066	0,140243	0,626003	0,626003	0
avr	0,157325	0,16	-0,002675						
				0,911391	0,911391	0	0,914066	0,914066	0
mai	0,067460	0,25	-0,182540						
				0,728852	0,728852	0	0,911391	0,911391	0
jui	0,026643	0,28	-0,253357						
				0,475494	0,475494	0	0,728852	0,728852	0
juil	0,012984	0,1	-0,087016						
				0,388478	0,388478	0	0,475494	0,475494	0
aou	0,006275	0,07	-0,063725						
				0,324753	0,324753	0	0,388478	0,388478	0
						0,140243	0,324753	0,324753	0,140243

▪ **Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :**

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

▶ **Pertes par évaporation :**

On a  $V_{ép} = E_s \cdot S_{moy}$  avec ;

$E_s$  : Evaporation mensuelle (mm)

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (tirée de la courbe capacité-hauteur).

▶ **Pertes par infiltration:**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \text{ avec ;}$$

$\delta$ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette. Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

**Tableau III.25** : Estimation des pertes par infiltration

Conditions Hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyenne	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à moyenne perméabilité) alors on opte pour  $\delta=1$ .

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III.26** : Les pertes par infiltration et évaporation :

mois	$V_{moy}$ (Mm3)	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$E_s$ (mm)	$V_{ép}$ (m3)	$V_{inf}$ (m3)	pertes(m3)
septembre	0,34225	8270,2	121	1001	342	1343
octobre	0,38194	8778,9	80	702	382	1084
novembre	0,45207	9655,2	46	444	452	896
décembre	0,53921	10726	34	365	539	904
janvier	0,62803	11849	25	296	628	924
février	0,72194	13356	37	494	722	1216
mars	0,84016	16135	64	1033	840	1873
avril	0,91273	16166	72	1164	913	2077
mai	0,82012	14834	97	1439	820	2259
juin	0,60217	11518	141	1624	602	2226
juillet	0,43199	9410,7	170	1600	432	2032
aout	0,35662	8454,3	73	617	357	974

On a :

$$V'_s = 0,721316 \text{Mm}^3.$$

$$V'_d = 0,598880 \text{Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V'_s > V'_d \text{ D'où } : V'_u = V'_d \text{ Alors } : V'_u = 0,598880 \text{Mm}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{NNR} = V'_u + V_m$ .

$$\text{D'où } : V'_{NNR} = 0,923633 \text{Mm}^3.$$

**Tableau III.27** : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	W80% (Mm3)	U80% (Mm3)	P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ier consigne			2ème consigne		
					Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)
					0,324753	0,324753		0,324753	0,324753	
sept	0,034987	0	0,001343	0,033644						
					0,358397	0,358397	0	0,291109	0,324753	0,033644
oct	0,044399	0	0,001084	0,043315						
					0,401712	0,401712	0	0,281438	0,324753	0,043315
nov	0,095859	0	0,000896	0,094963						
					0,496675	0,496675	0	0,279277	0,324753	0,045476
déc	0,078432	0	0,000904	0,077528						
					0,574203	0,574203	0	0,374240	0,374240	0
janv	0,099208	0	0,000924	0,098284						
					0,672487	0,672487	0	0,451767	0,451767	0
févr	0,088608	0	0,001216	0,087392						
					0,759878	0,759878	0	0,550051	0,550051	0
mar	0,288063	0	0,001873	0,286190						
					1,046069	0,923633	0,122436	0,637443	0,637443	0
avr	0,157325	0,16	0,002077	-0,004751						
					0,918882	0,909315	0	0,923633	0,923633	0
mai	0,067460	0,25	0,002259	-0,184799						
					0,734083	0,724516	0	0,918882	0,918882	0
jui	0,026643	0,28	0,002226	-0,255583						
					0,478500	0,468933	0	0,734083	0,734083	0
juil	0,012984	0,1	0,002032	-0,089048						
					0,389451	0,379884	0	0,478500	0,478500	0
aou	0,006275	0,07	0,000974	-0,064699						
					0,324753	0,315186	0	0,389452	0,389452	0
							0,122436	0,324753	0,324753	0,122435

- **Estimation de l'erreur :**

On a  $\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} = 1,62\zeta < 2\%$ .

Donc on admet le volume utile :  $V_u = 0,6\text{Mm}^3$ .

Le volume normal de la retenue est :  $V_{NNR} = 0,92\text{Mm}^3$ .

La cote au niveau normal de la retenue est  $NNR = 265,1$  m NGA.

### III.9. Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils véhiculent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande.

Parmi tous les risques qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue représente l'accident le plus grave.

Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose elle se fait par un laminage de crue.

#### III.9.1. Méthode de Kotcherine

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

- l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
- les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

- **Données de base**

$Q_{1\%} = 110$  m<sup>3</sup>/s.

Durée de la crue  $T = 9,72$  h.

$m = 0,49$ .

$V_{NNR} = 0,92\text{Mm}^3$ .

Cote NNR = 265,1 m NGA.

$\alpha = 1$  ;  $g = 9,81$  m<sup>2</sup>/s ;  $P = 1$  m.

- **Procédée de calcul**

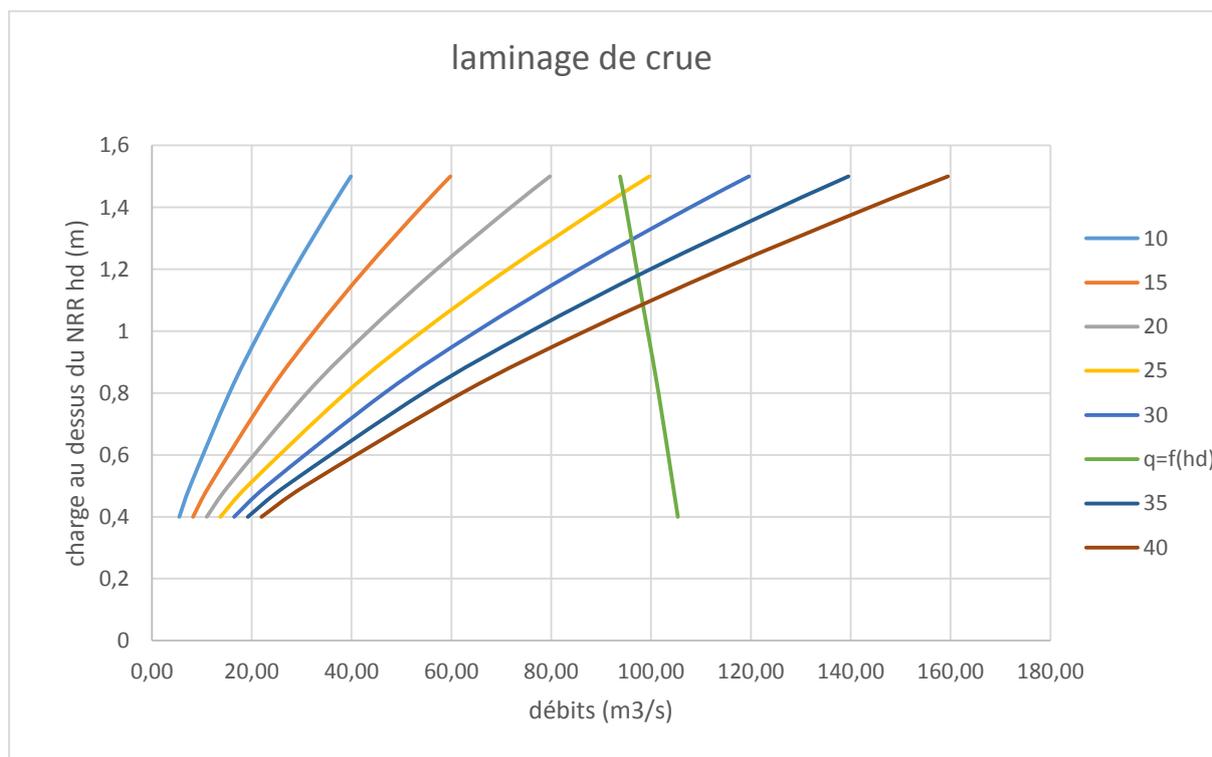
- Se donner différentes valeurs des lames d'eau  $hd$ .
- Définir la cote PHE pour chaque lame :  $N_{PHE} = NNR + hd$ .
- A l'aide de la courbe capacité hauteur, déterminer le volume  $V_{PHE}$  relatif à chaque  $N_{PHE}$ .
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que :  $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$ .
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :  
 $V_{cr} = 0,5 Q_{\max p\%} T$ .
- A l'aide de la formule  $q_{\max p\%} = Q_{\max p\%} \left( 1 - \frac{V_f}{V_{cr}} \right)$ , déterminer les débits de crue à évacuer correspondants à chaque lame  $hd$ .
- Construire le graphe débit à évacuer en fonction de la lame d'eau déversante  
 $hd = f(q_{\max p\%})$ .

- Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame hd, en se donnant différentes largeurs de déversoir b à l'aide de la formule  $q_{max\ p\%} = m b \sqrt{2g} h_d^{3/2}$
- Construire les courbes  $hd = f(q_{max\ p\%} ; b)$ .
- L'intersection de la courbe  $hd = f(q_{max\ p\%})$  avec les courbes  $hd = f(q_{max\ p\%} ; b)$ , donne les valeurs inconnues suivantes :  $q_{max}$  et  $hd$  relatives à chaque largeur de déversoir b.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28 :** Calcul du débit déversant pour différentes valeur de hd et b.

hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	qmax (m3/s)	qmax=f(b;hd) (m3/s)							
					b=10	b=15	b=20	b=25	b=30	b=35	b=40	
0	265,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,4	265,5	1,001	0,081	105,38	5,49	8,24	10,98	13,73	16,47	19,22	21,96	
0,5	265,6	1,018	0,098	104,41	7,67	11,51	15,35	19,18	23,02	26,85	30,69	
0,8	265,9	1,068	0,148	101,50	15,53	23,29	31,06	38,82	46,59	54,35	62,12	
1	266,1	1,107	0,187	99,32	21,70	32,55	43,40	54,26	65,11	75,96	86,81	
1,2	266,3	1,145	0,225	97,13	28,53	42,79	57,06	71,32	85,58	99,85	114,11	
1,4	266,5	1,182	0,262	94,98	35,95	53,92	71,90	89,87	107,85	125,82	143,80	
1,5	266,6	1,203	0,283	93,80	39,87	59,80	79,74	99,67	119,61	139,54	159,48	



**Figure III.27 :** Laminage de crue pour différentes largeurs du déversoir.

**Tableau III.29 :** Débits déversants en fonction de la hauteur forcée

Largeur (m)	10	15	20	25	30	35	40
Hauteur déversante (m)	...	...	...	1,44	1,3	1,18	1,09
Débit (m3/s)	...	...	...	93,75	96,5	97,36	98,79

Charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \text{ avec ;}$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

$V_0$ :vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ avec } S = H.b$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30 :**Charge globale d'eau sur le réservoir

H (m)	b (m)	(m3/s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>2</sup> /s)	H totale (m)
0,4	10	5,49	4	1,37	0,50
0,5	15	11,51	7,5	1,53	0,62
0,8	20	31,06	16	1,94	0,99
1	25	54,26	25	2,17	1,24
1,2	30	85,58	36	2,38	1,49
1,4	35	125,82	49	2,57	1,74
1,5	40	159,48	60	2,66	1,86

### III.10. Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

#### III.10.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

$$V_b = \sum V_i \text{ avec } V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i ;$$

$V_i$  : le volume du barrage à la cote  $i$  m<sup>3</sup>.

$W_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$  (m<sup>2</sup>).

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines (m).

On a  $W_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i$  avec ;

$B_i$  : Largeur de base donnée par :  $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$ .

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus.

$b_{cr}$ : Largeur en crête (m).

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$  (m)

#### III.10.1.1. Calcul de la revanche :

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du paramètre fetch conditionné par la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

##### ▪ Formule de Mallet et Paquant

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \text{ avec } h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \text{ et } V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \sqrt{F}$$

$F$  : fetch en Km,  $f=0.6$ km.

$\frac{V^2}{2g}$ : Energie cinétique des vagues.

S : marge de sécurité on prend S=0,5m.

A.N : h=0.76m ; V=2,02 m/s ;  $\frac{V^2}{2g}=0,21$ m

D'où : R=1,47 m.

▪ **Formules de Stevenson- Gaillard**

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \text{ Avec ;}$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \quad (F=0,6 < 18 \text{ Km}).$$

V=1,5+2H : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

A.N :H=0.78m ; V=3.06m/s ;  $\frac{V^2}{2g} = 0,48$ .

La revanche sera donc : R = 1,06 m.

▪ **formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$$

On a F = 0,6 Km. Donc : R=1,23m

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant tien compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : R =1.5 m.

**III.10.1.2. Calcul de la hauteur du barrage :**

On a Hb = NNR-Cf + h<sub>dév</sub>+ R + t avec ;

NNR : niveau normale de la retenue (m).

Cf : cote du fond (m).

h<sub>dév</sub> : la charge déversante (m)

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m). t= 1% Hb.

**Tableau III.31 :**Hauteur du barrage

Largeur (m)	25	30	35	40
Hauteur déversante (m)	1,44	1,3	1,18	1,09
hauteur de barrage (m)	17,34	17,2	17,08	16,99

**III.10.1.3. Largeur en crête :**

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête(en fonction de la hauteur du barrage Hb) :

▪ **Formule de Knapen**

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b}$$

▪ **Formule de E- F-Preece**

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H_B} + 1$$

▪ **Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$$

**Tableau III.32** :Largeur on crete

b (m)	hd (m)	Hb (m)	bcr (m)		
			Knapen	E- F-Preece	simplifiée
25	1,44	17,34	6,87	5,58	6,32
30	1,3	17,2	6,84	5,56	6,29
35	1,18	17,08	6,82	5,55	6,27
40	1,09	16,99	6,80	5,53	6,25

On opte pour une largeur en crête de  $B_{cr}=5$  m.

#### III.10.1.4. Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

**Tableau III.33** :Calcul du volume de la digue

b=25m ; Hb=17,34m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
0	0	5	0,00	610,59	51,4	15692,14
1	14,66	78,3	610,59	708,99	51,4	33913,24
2	15,87	84,35	708,99	391,26	51,4	28276,39
3	11,55	62,75	391,26	149,21	51,4	13889,99
4	6,79	38,95	149,21	0,00	51,4	3834,70
5	0	5	0,00			
totale					257	95606,45

**Tableau III.34** :Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

b (m)	Hb(m)	Vb(m <sup>3</sup> )	couts (DA)
25	17,34	95606,45	47803227
30	17,2	93805,27	46902635
35	17,08	91878,96	45939482
40	16,99	90913,76	45456881

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 500DA (source : DREW de Tlemcen).

#### III.10.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

Le calcul de cout de l'évacuateur de crue consiste à calculer le cout de :

- Le déversoir.
- Le canal d'approche
- Le coursier.

**III.10.2.1. Coût du canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1 m.

D'où la hauteur totale du mur :  $H_{cal}=P+H+R$  avec ;

P : hauteur de pelle.

H : la lame déversante.

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 15m  
L'épaisseur du mur « e » est prise égal à 0,40m.

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 40 000DA (source DREW.Tlemcen).

**Tableau III.35 :** Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :

profil	b (m)	hd (m)	Hcal (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m3)	couts (DA)
1	25	1,44	3,94	3,152	47,28	1891200
2	30	1,3	3,8	3,04	45,6	1824000
3	35	1,18	3,68	2,944	44,16	1766400
4	40	1,09	3,59	2,872	43,08	1723200

**III.10.2.2. Coût du déversoir :**

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par.

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \text{ avec ;}$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à X pour déterminer Y correspondant. La charge H est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc:  $V= S$  avec ;

S : section transversale du profil.

b : largeur déversante.

**Tableau III.36 :** Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :

profil	b (m)	hd (m)	S (m <sup>2</sup> )	V(m3)	couts (DA)
1	25	1,44	1,39	34,73	1389151
2	30	1,3	1,35	40,45	1618001
3	35	1,18	1,31	45,90	1835976
4	40	1,09	1,28	51,29	2051787

**III.2.3. Coût du coursier :**

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 90m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_b = S_b * L_{cou}$$

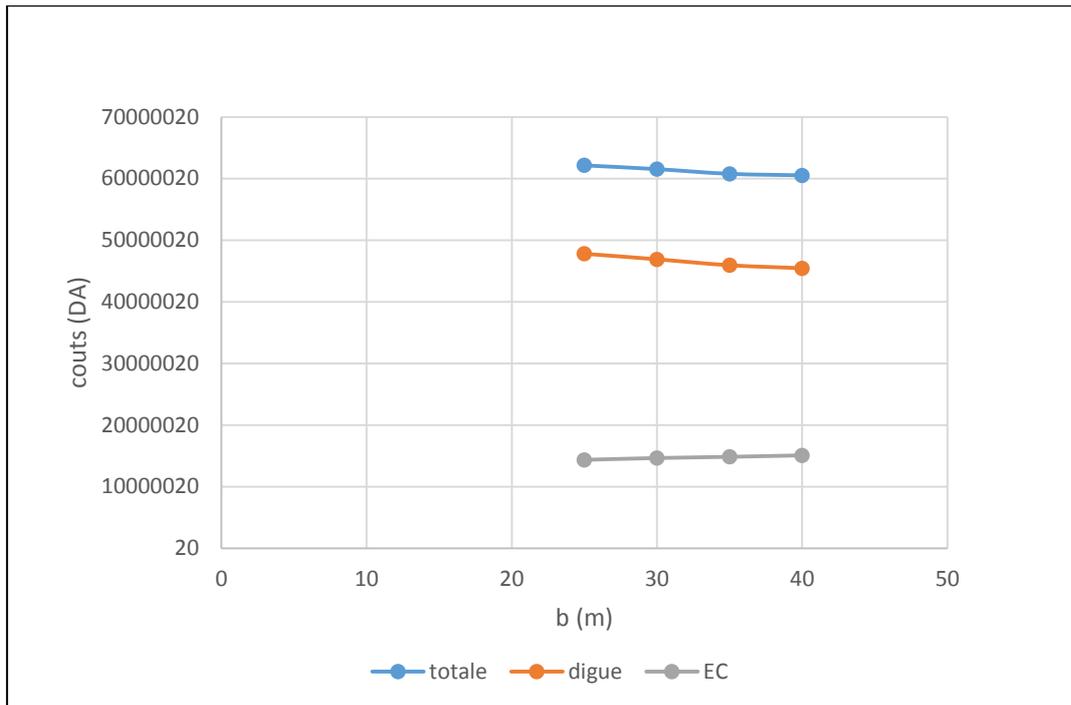
La largeur du coursier est donnée par :  $b_{cou} = Q^{0.4}_{max}$

**Tableau III.37 :** Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

hd (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Lcou (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	couts (DA)
1,44	93,75	6,15	3,07	276,69	11067793
1,3	96,5	6,22	3,11	279,91	11196530
1,18	97,36	6,24	3,12	280,91	11236336
1,09	98,79	6,28	3,14	282,55	11302062

**Tableau III.38 :** Tableau récapitulatif des prix totaux :

b (m)	hd (m)	Hb (m)	crete (m)	couts (DA)					
				Digue	Déversoir	canal d'app	Coursier	EC	totale
25	1,44	17,34	268,3	47803227	1389151	1891200	11067793	14348144	62151371
30	1,3	17,2	268,2	46902635	1618001	1824000	11196530	14638530	61541165
35	1,18	17,08	268,1	45939482	1835976	1766400	11236336	14838713	60778195
40	1,09	16,99	268	45456881	2051787	1723200	11302062	15077049	60533931



**Figure III.28 :**Optimisation de la largeur d'évacuateur de crues.

**Conclusion :**

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total minimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale  $b= 40\text{m}$  et une cote en crête optimale de la digue égale à  $268\text{m.NGA}$ . On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.39 :**Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	$\text{Mm}^3$	0,32
Volume utile	$\text{Mm}^3$	0,60
Volume au niveau normal de la retenue	$\text{Mm}^3$	0,92
Cote de fond	m	251
Cote au niveau mort (NVM)	m	259,9
Cote au niveau normal de la retenue (NNR)	m	265,1
Cote de plus hautes eaux (NPHE)	m	266,19
Cote de la crête	m	268
Largeur de déversoir	m	40
La hauteur de charge déversée	m	1,09
Le débit évacué	$\text{m}^3/\text{s}$	98,79

**Introduction :**

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

**IV.1. Le choix du site du barrage :**

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

**IV.2. Le choix du type de barrage :**

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- La topographie du site;
- La morphologie de la vallée ;
- Les conditions géologiques et géotechniques ;
- Les matériaux de construction.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

**IV.3. les variantes à choisir :**

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les deux variantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en enrochement zoné à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton (cette variante est à rejeter à cause d'absence des matériaux locaux).

- **Barrage en terre homogène :**

C'est le cas le plus simple à réaliser, du fait de l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorables à la confection des remblais étanches et stables. Ceci dit, il faut prévoir un drainage très 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 faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

- **Barrage zoné :**

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 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 qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

#### IV.4. Définition du profil général de la retenue :

##### IV.4.1. Hauteur de la retenue :

Elle a été calculée dans l'étude d'optimisation (Chapitre 3) :  $H_b = 17\text{m}$ .

##### IV.4.2. La crête :

- **Largeur en crête**

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé :  $b_c = 5\text{ m}$ .

- **La longueur de la crête**

Elle est tirée à partir du plan de l'aménagement, et est égale à :  $257\text{ m}$ .

- **Protection de la crête**

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. La digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 30 cm d'épaisseur, et une couche de gravier (20 cm) et une autre de sable ( $e=20\text{cm}$ ) afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

##### IV.4.3. Les talus :

###### IV.4.3.1. Choix des pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

**Tableau IV.1 :** Valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
0 < H < 20	Homogène granulométrie étendue	2.5	2,5
	Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	zoné	3	2.5

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de barrage. On opte pour :

Parement amont  $m_1 = 2,5$ .

Parement aval  $m_2 = 2,5$ .

Ce choix de pentes de talus, sera vérifié après avec l'exécution des calculs de stabilité.

**IV.4.3.2. Revêtement des talus de la digue :**

- **Le talus aval**

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie.

- **Le talus amont**

**Méthode US Army :** Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

**Tableau IV.2 :** Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues(m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement(m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas  $h_v = 1,9145$  m/s Donc on aura d'après le tableau précédent :  
 $e = 0,50$ m et  $D_{min} = 0,4$ m.

**IV.4.4. Les bermes :**

Les bermes au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval à la cote 264 m NGA avec une largeur de 1,5m.

**IV.5. Etanchéité du barrage :****IV.5.1. Le noyau :**

Pour la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

**IV.5.1.1. Dimensionnement du noyau :**

- **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \text{ avec ;}$$

$H_b$  : hauteur du barrage(m).

$H_n$  : hauteur du noyau(m).

Donc :  $H_n = 16$ m.

- **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_n = \frac{1}{6} H_b \text{ avec ;}$$

$H_b$  : hauteur du barrage.

$L_n = 2,8$ m.

▪ **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$\frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \text{ avec ;}$$

$\Delta H$  : Différence de charge entre l'amont et l'aval ;  $\Delta H = H_1 - H_2$

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval,  $H_2 = 0$ .

$H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1 = 14,1$  m.

$b_{moy}$ : Largeur à la base du noyau (m).

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les deux tableaux suivants nous permettent de déterminer le gradient hydraulique  $I_{adm}$ .

**Tableau IV.3** : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	> 50	25÷50	15÷25	<15

La retenue de notre projet est dans la classe IV.

**Tableau IV.4**: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	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

D'après le tableau,  $I_{adm} = 1,95$ .

Donc  $\frac{\Delta H}{I_{adm}} \leq b_{moy}$  ;  $b_{moy} > 7,23$ m. On opte  $b_{moy} = 7,5$ m.

$$L_b = 2b_{moy} + L_n ; m = \frac{L_b - L_n}{2Hn} \text{ avec ;}$$

$H_n$  : hauteur du noyau(m).

$b_{moy}$ : Largeur à la base du noyau (m).

$L_n$  : largeur en crête du noyau(m).

$L_b$  : Largeur en base du noyau(m).

A.N  $L_b = 17,5\text{m}$  ;  $m=0,45$ .

- **La cote en crête du noyau**

$$\text{CCN} = C_f + H_n$$

$$\text{CCN} = 267\text{m NGA.}$$

#### IV.5.2. Drain:

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et de les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

##### IV.5.2.1. Dimensionnement du prisme de drainage :

- **Hauteur**

$$H_{\text{dr}} = (0,15 \div 0,2) H_b \text{ avec ;}$$

$H_b$  : Hauteur de la retenue (m).

$$H_{\text{dr}} = 3\text{m.}$$

- **Fruit des talus**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5).$$

Donc on prend :  $m_1 = 1,5$   $m_2 = 2$ .

- **Largeur au sommet**

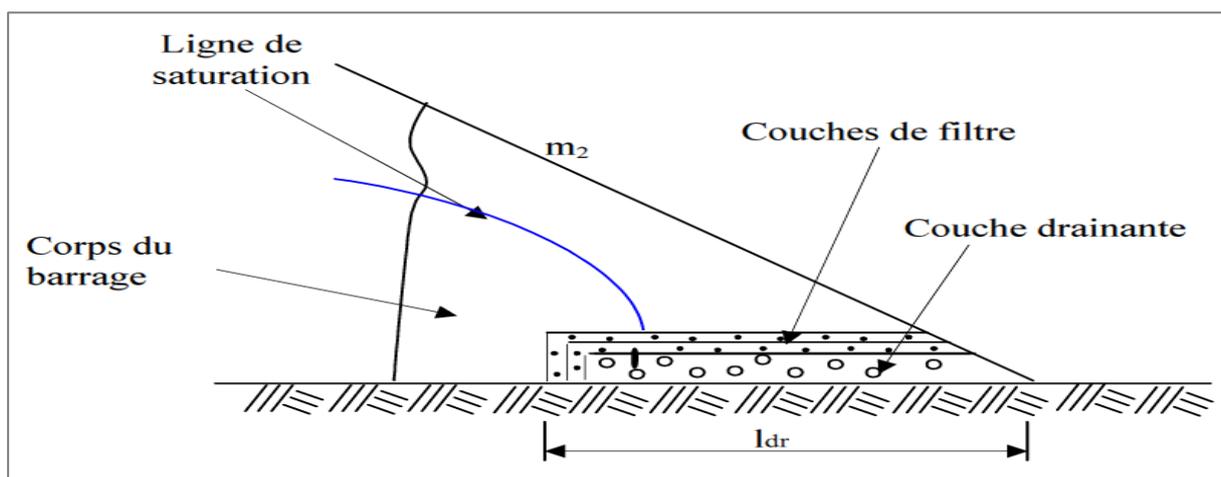
La largeur  $b$  est calculée comme suit :

$$b = (1/3 \div 1/4) H_{\text{dr}}.$$

On prend  $b = 1/3 H_{\text{dr}}$ . Ce qui donne:  $b = 1\text{m}$ .

##### IV.5.2.2. Dimensionnement du drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.



**Figure IV.1** : Coupe d'un tapis de drainage

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de la retenue, on trouve environ une valeur de 30m.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e=0.80\text{m}$ .

### IV.5.3. Les Filtres :

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, degranulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

#### IV.5.3.1. Critères de conception :

$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$  : Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$  : Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{filtré}}{d_{50}^{sol}} < 25$  : Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtré}}{D_{10}^{filtré}} \leq 20$  : Condition d'uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$K=0.35(D_{15})^2$  avec ;

$D_{15}$  : en (mm).

$K$  : perméabilité obtenue en (cm/s).

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

Couches horizontales de sables.....0, 15 m.

Couches horizontales de graviers.....0, 30 m.

Couches verticales ou inclinées .....1,00 m.

#### IV.5.3.2. Calcul des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

##### ▪ Détermination du fuseau granulométrique du filtre :

Détermination de la courbe granulométrique des filtres selon les critères.

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D15, D50 : Diamètre de filtre.

d15, d50 : Diamètre du sol à protéger.

On a :  $d_{15} = 0,0014\text{mm}$  et  $d_{50} = 0,003\text{mm}$ .

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage (argile) et la première couche de drain a les limites suivantes :

12.  $d_{15} < D_{15} < 40 \cdot d_{15}$  et 12.  $d_{50} < D_{50} < 58 \cdot d_{50}$ .

$0,0168\text{mm} < D_{15} < 0,056\text{mm}$  et  $0,036\text{mm} < D_{50} < 0,174\text{mm}$ .

La courbe granulométrique moyenne est :

$D_{15} = 0,0364\text{mm}$  et  $D_{50} = 0,105\text{mm}$ .

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$0,42\text{mm} < D_{15} < 1,4\text{mm}$ . et  $0,96\text{mm} < D_{50} < 4,64\text{mm}$ .

La courbe granulométrique moyenne est :

$D_{15} = 0,91\text{mm}$  et  $D_{50} = 2,8\text{mm}$ .

#### ▪ Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

##### Condition 1

$$\frac{D_{15}}{d_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

Où :

$\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre ( $\eta = D_{60}/D_{10}$ ).

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unitén =  $n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$  ;

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux. .

**Condition 2 :** Condition de (TERZAGUI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

Où :

D15 : Diamètre de filtre.

d85 : Diamètre du sol à protéger.

**Tableau IV.5** :Diamètres des filtres

	filtre 1	filtre 2
D5 (mm)	0,03	0,8
D10(mm)	0,035	0,9
D15(mm)	0,04	0,95
D17(mm)	0,042	1
D60(mm)	0,13	5
d85(mm)	0,048	1,6
$\eta$	3,71	5,56
n0	0,45	0,45
n	0,39	0,38

La condition est vérifiée pour les deux couches du filtre donc : il n'y a pas un risque d'apparition du phénomène du renard.

#### IV.5.4.Dent d'ancrage :

les sondages N°1 et N°2 effectués sur le long de l'axe de la digue ont révélés la présence d'une couche perméable. Afin d'éviter les fuits et de couper toutes les venues d'eau de filtration sous le corps de la digue il est projetée une dent d'ancrage d'une largeur de 4m et de parement  $m=1$ . On prend une profondeur de 3m mais elle est susceptible d'être modifiée lors de la réalisation des travaux à l'ouverture du parafouille.

Le substratum n'a pas été atteint lors de la réalisation des sondages de reconnaissance par L.T.P.O.

La dent d'ancrage sera réalisée par le même matériau que celui du corps de la digue.

La profondeur d'ancrage de la dent dans la couche du substratum est de 0,5m.

#### IV.6. Calcul du volume des différents matériaux :

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

La méthode de calcul des volumes a déjà été abordée dans le chapitre III.

##### IV.6.1.Volume de la crête :

**Tableau IV.6** :Volume de la crete

Volume de la crête		V(m3)
Produis asphaltiques :( $e=0.3m$ )	$0,3*L_{cr}*b_{cr}$	385,5
Graviers ( $e=0.2m$ )	$0,2*L_{cr}*b_{cr}$	257
Sables( $e=0.2m$ )	$0,2*L_{cr}*b_{cr}$	257

**IV.6.2. La protection des talus :**

Les surfaces sont calculées comme suite :

$$S = e * L_{\text{talus}} \text{ avec ;}$$

e : épaisseur de la couche de protection (m).

$L_{\text{talus}}$  : longueur du talus (en m).

**Tableau IV.7 :** Volume (sable +gravier +enrochement)

protection	Coupe N°	Hi (m)	Ltalus (m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
sable	0	0	0,00	0,00	5,78	51,4	148,54
	1	14,31	38,53	5,78	6,27	51,4	309,63
	2	15,52	41,79	6,27	4,52	51,4	277,35
	3	11,2	30,16	4,52	2,60	51,4	183,10
	4	6,44	17,34	2,60	0,00	51,4	66,85
	5	0	0,00	0,00		51,4	0,00
							totale
gravier	0	0	0,00	0,00	11,56	51,4	297,07
	1	14,31	38,53	11,56	12,54	51,4	619,27
	2	15,52	41,79	12,54	9,05	51,4	554,70
	3	11,2	30,16	9,05	5,20	51,4	366,20
	4	6,44	17,34	5,20	0,00	51,4	133,69
	5	0	0,00	0,00		51,4	0,00
							totale
enroch	0	0	0,00	0,00	19,27	51,40	495,12
	1	14,31	38,53	19,27	20,89	51,40	1032,11
	2	15,52	41,79	20,89	15,08	51,40	924,50
	3	11,20	30,16	15,08	8,67	51,40	610,34
	4	6,44	17,34	8,67	0,00	51,40	222,82
	5	0	0,00	0,00		51,40	0,00
							totale

**IV.6.2. Volume de la variante barrage homogène :**

- **Recharge :**

Le tableau ci-après donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de ladigue homogène en argile.

**Tableau IV.8** :Calcul de volume des recharges (argile).

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m3)
0	0	5	0,00	583,49	51,4	14995,70
1	14,31	76,55	583,49	679,78	51,4	32465,94
2	15,52	82,6	679,78	369,60	51,4	26968,96
3	11,2	61	369,60	135,88	51,4	12990,94
4	6,44	37,2	135,88	0,00	51,4	3492,22
5	0	5	0,00			
totale					257	90913,76

**IV.6.3. Volume de la variante barrage zoné :**

- **Le noyau :**

Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

**Tableau IV.9** :Calcul des volumes du noyau.

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m3)
0	0	2,8	0,00	117,43	50,45	2962,22
1	13,34	14,806	117,43	138,40	50,45	6453,38
2	14,7	16,03	138,40	80,49	50,45	5521,49
3	10,62	12,358	80,49	33,49	50,45	2875,21
4	6,06	8,254	33,49	0,00	50,45	844,88
5	0	2,8	0,00			
totale						18657,17

- **Recharge :**

**Tableau IV.10** :Calculde volume des recharges (2<sup>ème</sup> variante)

Coupe N°	Hi (m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m3)
0	0	0,00	466,05823	51,4	11977,70
1	14,31	466,06	541,38	51,4	25891,05
2	15,52	541,38	289,11102	51,4	21343,50
3	11,2	289,11	102,39	51,4	10061,59
4	6,44	102,39	0,00	51,4	2631,43
5	0				
				Totale	71905,27

**IV.7. Estimation du cout de variante :**

Le tableau suivant donne le cout de chaque variante

**Tableau IV.11** :Les couts des variantes étudiés

Variante	Matériau	Quantité (m3)	Prix unitaire (DA)	Cout (DA)
barrage en terre homogène	recharge	90913,76	600	54548258
	sable	1242,47	600	745482
	gravier	2227,94	600	1336764
	enrochement	3284,89	800	2627915
	Produits asphaltiques	385,50	1000	385500
			Le cout total	59643919
barrage zoné (à noyau)	recharge	71905,27	600	43143159
	noyau	18657,17	600	11694304
	sable	1242,47	600	745482
	gravier	2227,94	600	1336764
	enrochement	3284,89	800	2627915
	Produits asphaltiques	385,50	1000	385500
			Le cout total	59933125

D'après les résultats, on favorise la première variante (digue homogène) ; car elle est facile dans sa réalisation ainsi, on peut garantir la quantité suffisante des matériaux pour la réalisation (D'après le rapport géologique et géotechnique). De plus elle est économique en comparant avec l'autre variante, donc elle est plus avantageuse.

**IV.8. Calcul des infiltrations à travers le corps de la digue :****IV.8.1. Objectif de calcul d'infiltration :**

L'objectif de cette partie est de déterminer :

La zone submergée du corps de la digue.

Les pressions interstitielles.

Le tracé de la ligne de saturation.

Le débit de fuite à travers le corps.

**IV.8.2. Ligne de saturation :**

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation

située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

#### IV.8.2.1. Tracé de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terre : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques. Pour le tracer de la ligne de saturation, on utilise les méthodes grapho-analytique de KOZENY.

Admission dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terre :

- On admet la filtration dans un seul plan
- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles
- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope.

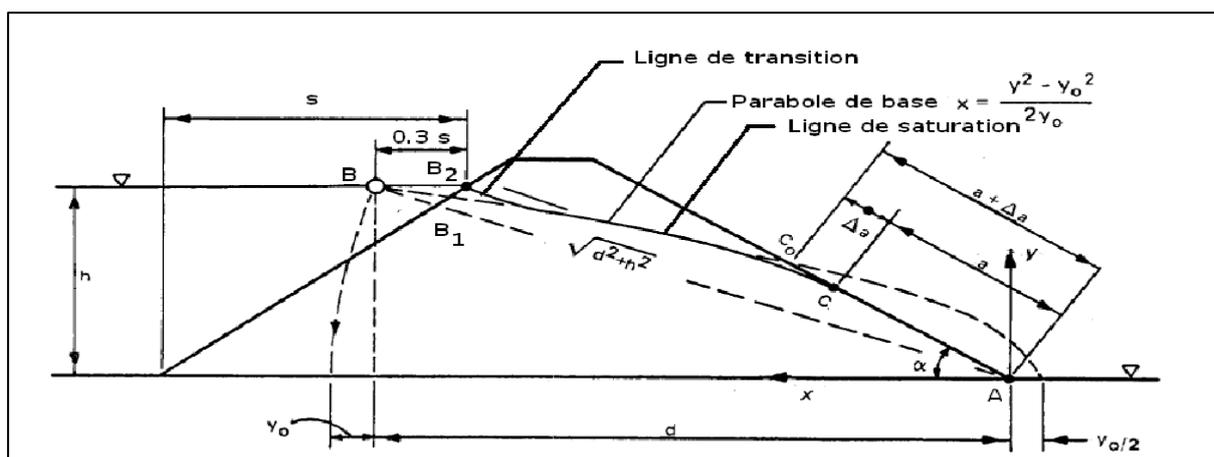
La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer (O) est situé au pied du parement aval l du barrage (fin du drain). L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \text{ où } y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \text{ avec ;}$$

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.



**Figure IV.2 :** Schéma de calcul de la ligne de saturation

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale ( $h=14,1\text{m}$ ).

$$S = m_1 \cdot h$$

$$d = L - 0,7S \quad (L=90\text{m}).$$

A.N:S= 35,25m ; d= 65,325m ;  $y_0=1,5m$ .

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

$$y^2=3x+2,25$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV.12 :** Coordonnées de la parabole de KOZENY

x(m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
y(m)	1,50	4,15	5,68	6,87	7,89	8,79	9,60	10,36	11,06	11,72
x(m)	50	55	60	65	70	75	80	85	90	
y(m)	12,34	12,93	13,50	14,04	14,57	15,07	15,56	16,04	16,50	

Le point  $C_0$  de la parabole avec la face aval traduit en coordonnées polaire, l'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Où:

$\rho$  : rayon polaire ;

$\alpha$  : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Soit  $a=OC$ , avec C point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

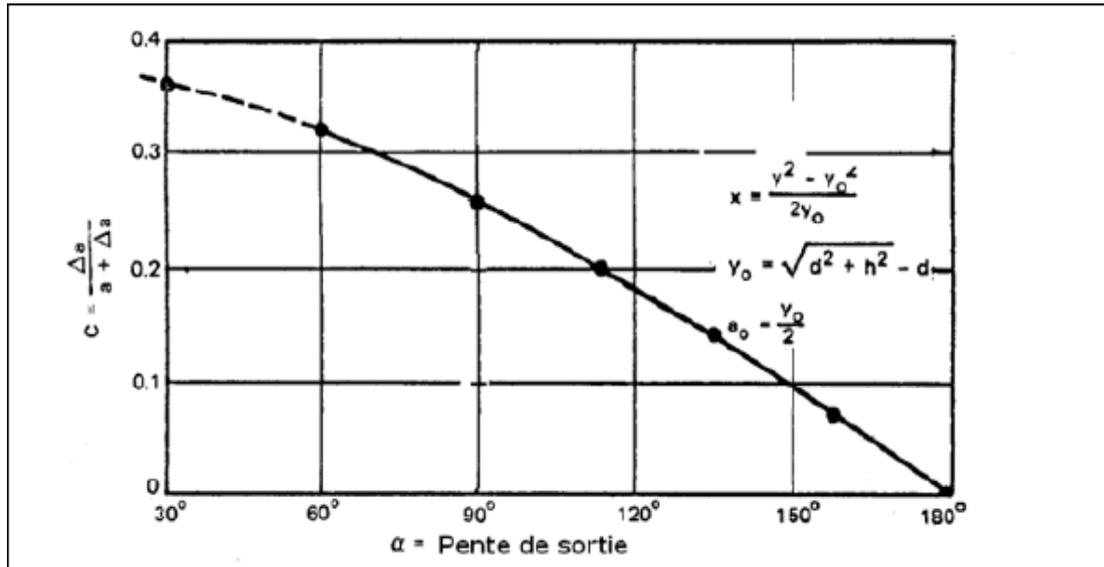
$\Delta a=C_0C$ .

Nous avons alors un système d'équation :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases}$$

Nous aurons donc :  $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$

A partir de l'abaque de Cazagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ .



**Figure IV.3 :**Caractéristique de la ligne de saturation déterminée à partir du rapport  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha)$ , d'après Casagrande (1937).

On a :  $\alpha = 27^\circ < 30^\circ$  donc :

$$a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{(d^2 - h^2 \cdot \cot^2(\alpha))}$$

**A.N :**  $a = 7,66\text{m}$  ;  $\Delta a = 6,1$ .

**IV.8.3. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :**

**IV.8.3.1. le débit de fuite à travers le corps du barrage :**

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage

$q = K.I.A$  avec ;

$q$  : débit d'infiltration ( $\text{m}^2/\text{s/ml}$ ).

$I$  : gradient hydraulique.

$K$  : Coefficient de perméabilité. ( $K = 7,282 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$ ).

$A$  : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc :  $q = K \cdot y \frac{dy}{dx}$  ; avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D' où :  $q = K \cdot y_0$

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q = q \cdot L$

**A.N :**  $q = 1,0923 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$  ;  $Q = 2,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ .

▪ **IV.8.3.2. le débit de fuite à travers la fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$q = K.I.A$  avec ;

$K$  : Coefficient de perméabilité. ( $K=7,282.10^{-7}m/s$ )

$I = H_e / L_b$  ( $H_e =$  charge de la retenue = 14,1mce,  $L_b = 90m$  L'emprise du barrage).

$A$  : section d'infiltration par unité de longueur.  $A=T.1$  ( $T=2,5m$  Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où:  $q = K.I.T$

**A.N** :  $q = 2,85 \cdot 10^{-7} m^3/s/ml$  ;  $Q = 2,57 \cdot 10^{-5} m^3/s$ .

Donc le débit total  $Q = 3,07 \cdot 10^{-4} m^3/s$ .

**IV.8.3.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \text{ avec;}$$

$\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; déterminé à partir du tableau suivant :

**Tableau IV.13** : Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100 m$	$H_b > 50$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$H_b < 20 m$	$H_b < 15 m$

A partir de ce tableau, notre barrage appartient à la classe III.

**Tableau IV.14** :Gradient admissible à 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

$$I_{adm}=1,8 \quad \text{et} \quad \Delta H= 14,1\text{m}; \quad \delta n=47,5\text{m} \quad \text{donc} \quad I = 0,3 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

#### IV.9. Calcul de stabilité :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

-Le glissement des talus.

-L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicite moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

##### IV.9.1.Stabilité des talus :

Army Corps of Engineers (1970) ont donné des méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses de calculs sur les tranches du massif et sur la pression inertielle.

La vérification de la stabilité doit s'effectuer dans les situations suivantes

-Fin de construction (talus amont et aval).

-Fonctionnement normal (talus aval).

-Vidange rapide (talus amont).

**IV.9.2. Conséquences de l'instabilité des talus :**

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

**IV.9.3. Vérification de la stabilité des talus :**

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le tableau.

**Tableau IV.15 :** Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

sans séisme :  $K_{ss,adm} = (1,15 \div 1,1)$

avec séisme :  $K_{as,adm} = (1,1 \div 1,05)$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

**IV.9.4. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :**

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R1 et R2 avec :

$$R1 = K1Hb.$$

$$R2 = K2Hb.$$

H b : Hauteur totale du barrage ( $H b = 17m$ ).

(K1-K2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

-L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon «  $R$  » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « $O$ »

-On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0,1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

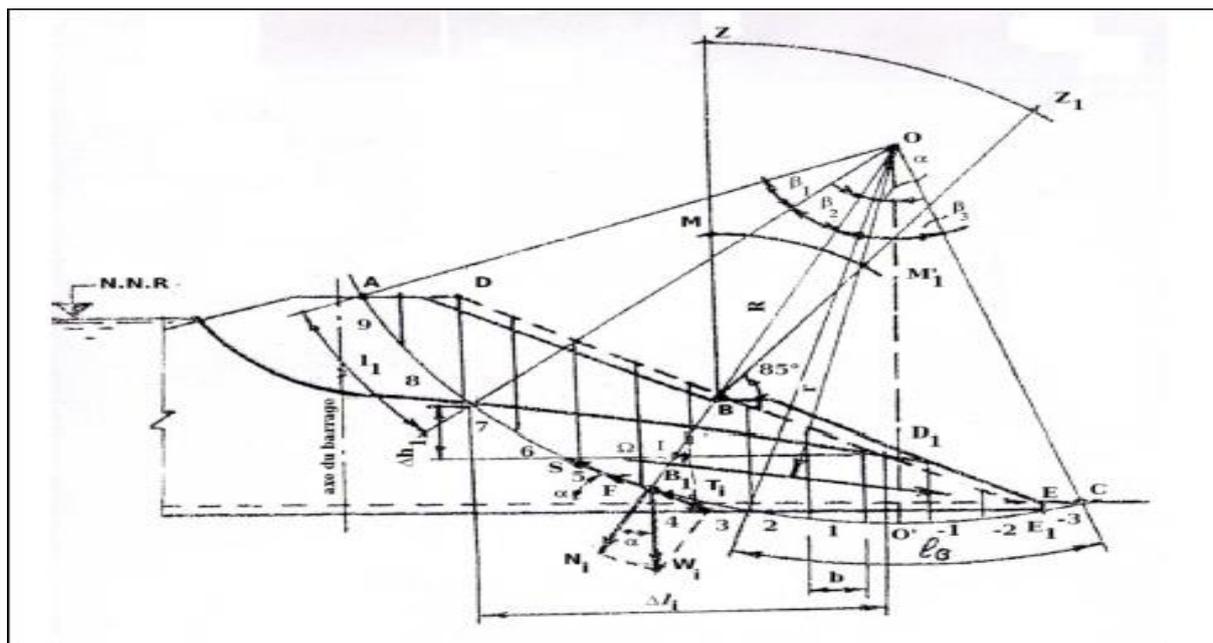


Figure IV.4 :Schéma illustrant le principe de la méthode des tranches

Tableau IV.16 :Les différentes valeurs de  $K_1$  et  $K_2$

Pente du talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notrecas :

talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	2.5	0.875	2.025	14,875	34,425
Aval	2,5	0.875	2.025	14,875	34,425

**IV.9.5. Les caractéristiques géotechniques des sols :**

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.17 :**Caractéristique géotechnique du sol

	Angle de frottement(°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique(t/m <sup>3</sup> )	
			Sèche	Saturé
Recharges (argile)	32	1,09	1,82	1,97

**IV.9.6. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- Poids de la tranche « G ».
- Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- Forces de pressions interstitielles.
- Forces de Cohésion.
- L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes

Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$

Avec :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

- **Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ .

$h_1$  ,  $h_2$  ,  $h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$ : densité de l'assise.

$b$  : largeur de la tranche.

- **Force de pression interstitielle :**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$ .

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

h : hauteur de la tranche.

- **Forces de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl.$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

- **Forces dues au séisme :**

$$T = a \cdot G_n.$$

a : Coefficient de séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche.

#### IV.9.6.1. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- **Les forces stabilisatrices**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg} \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg} \varphi.$$

$\Phi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \text{avec} \quad dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

$B_i$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \text{tg} \varphi + c \cdot dl] \cdot R.$$

- **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ( $N_t$ ), (force de cisaillement) du poids ( $G_n$ ) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

#### IV.9.7. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

##### ▪ Retenue pleine

$$K_{SS} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn \sin \alpha_n} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}$$

K<sub>SS</sub> : coefficient de sécurité sans séisme.

K<sub>as</sub> : coefficient de sécurité avec séisme.

##### ▪ Retenue vide (fin de construction)

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n};$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

##### ▪ Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}$$

**Tableau IV.18** :Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme $K_{ss adm} (1, 15 \div 1, 1)$	Avec séisme $K_{as adm} (1, 1 \div 1.05)$
Fin de construction	Talus amont		
	R=30,18m	2,06	1,54
	R=37,06m	2,58	1,81
	R=24,54m	2,36	1,74
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R=29,76m	5,8	1,79
	R=31m	5,37	1,69
	R=21,05m	6,01	1,98
Vidange rapide	Talus amont		
	R=30,18m	1,71	1,31
	R=37,06m	2,05	1,46
	R=24,54m	1,94	1,48

**Conclusion :**

Puisque les valeurs des coefficients de sécurité déterminés par la méthode des tranches sont tous supérieurs à  $k_{adm}$  pour les deux cas (sans séisme et avec un séisme), donc on a bien vérifié la stabilité de notre ouvrage pour les fruits de talus amont et aval (2.5 ; 2.5).

**Introduction :**

Pendant d'élaboration d'une retenue collinaire, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (techniquement et économiquement) à notre retenue.

**V.1. Evacuateur de crue :**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

**V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- 1) la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- 2) les difficultés de réalisation.
- 3) les exigences topographiques du site.
- 4) les exigences géologiques de la fondation.
- 5) la facilité d'entretien.
- 6) la facilité de modification.
- 7) le coût de l'ouvrage.

**V.1.2. Différents types des évacuateurs de crues :**

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

**V.1.2.1. Evacuateur de crues en puit (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a. Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- b. Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b. Problème de vibration.
- c. Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d. Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e. Dissipation au pied de la digue.

**V.1.2.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

**V.1.2.3. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- a. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- b. Le coût peut élever.
- c. La difficulté de modification.

**V.1.2.4. Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- a. Aucune exigence topographique.
- b. Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- a. Amorçage et le désamorçage.
- b. Entretien indispensable.
- c. Débit faible à évacuer.
- d. Dispositif sur le corps de la digue.

**V.1.3. Choix de la variante :**

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer L'érosion régressive ; tous ces problèmes ramène à rejeter cette Variante.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peut fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur projeté est du type latéral à entonnement frontal. Il est implanté sur la rive droite de la digue.

**V.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:**

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.

- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.
- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.

#### V.1.4.1. Canal d'approche:

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

##### ▪ Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P+H)b} \text{ avec ;}$$

P: la pelle (P=1m).

H: la charge d'eau sur le déversoir h=1,09m.

b: largeur du déversoir (b=40m).

Q: débit évacué (Q=98,79m<sup>3</sup>/s).

On trouve: V=1,18m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (1,2 ÷ 1,6) m/s,  $V < V_{adm}$ , donc pas de risque d'érosion.

##### ▪ Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15m.

#### V.1.4.2. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

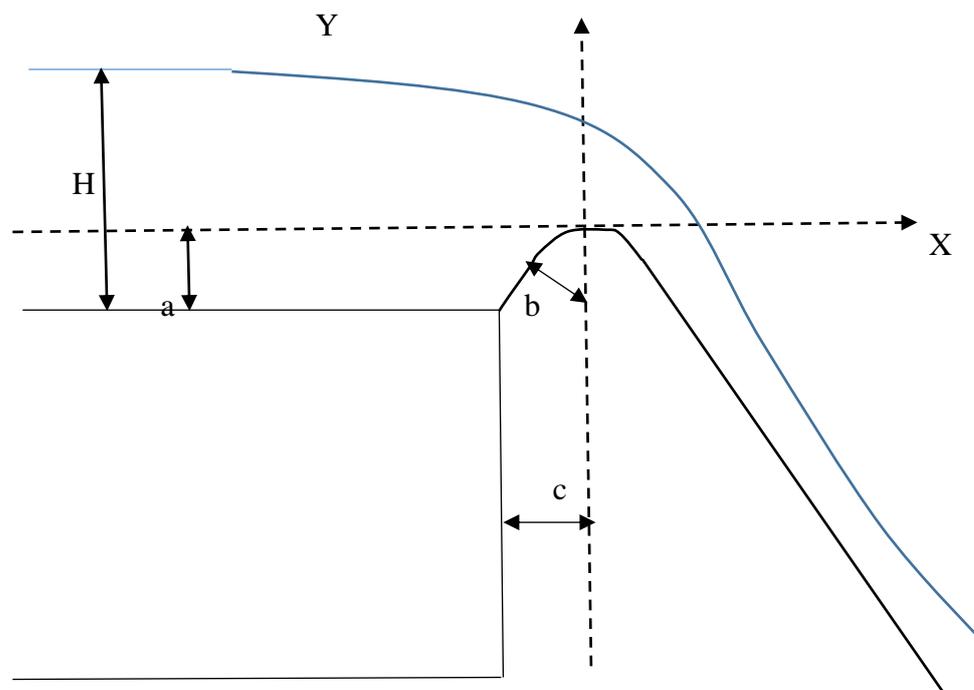


Figure V.1 :Dimensions du déversoir.

$$a = 0.12H = 0,13\text{m.}$$

$$b = 0.4H = 0,44\text{m.}$$

$$c = 0.3H = 0,33\text{m.}$$

avec  $H = 1,09\text{m.}$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \text{ avec ;}$$

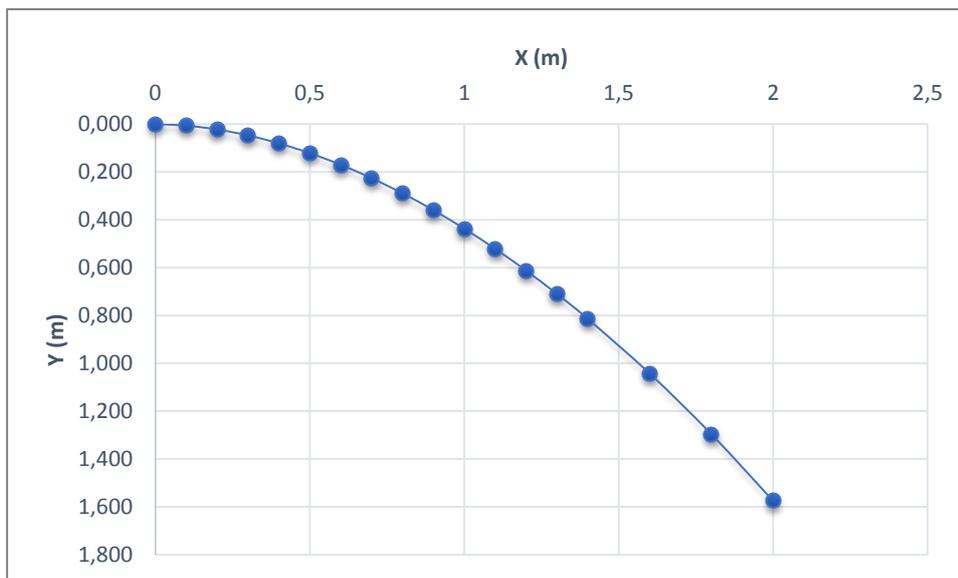
H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

**Tableau V.1 :** Profil Creager

X (m)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2
Y (m)	0,00	0,01	0,02	0,05	0,08	0,12	0,17	0,23	0,29	0,36	0,44	0,52	0,61	0,71	0,81	1,04	1,30	1,57



**Figure V.2 :** Profil Creager

#### V.1.4.3. Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie, elle est égale à 10m et une pente  $i=0,10\%$ .

##### ▪ Calcul de la profondeur critique :

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis versa est appelée régime

critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{ avec ;}$$

q : débit spécifique  $q = \frac{Q}{b}$  (m<sup>2</sup>/s).

Q: débit à évacuer (Q=98,79m<sup>3</sup>/s).

b: largeur du canal (b=40m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9,81m<sup>2</sup>/s).

hc=0,85m.

#### ▪ Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale  $h_n$  (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S C \sqrt{R I} \text{ avec ;}$$

S : section du chenal  $S=b \cdot h_n$ .

I : pente du chenal I=0,10%.

Cn : coefficient de Chézy  $C_n = R^{1/6} / n$ .

R : rayon hydraulique  $R = \frac{S}{P} = \frac{b h_n}{2 h_n + b}$  ; n=0,014.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} (b h_n)^{5/3} (2 h_n + b)^{-2/3} .$$

On aura :  $h_n=1,077$ m.

Conclusion :

$h_n > h_c$  alors l'écoulement est fluvial.

#### V.1.4.4. Le convergent:

À l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \text{ avec ;}$$

L1: est la largeur au plafond du bief amont  $L_1=40$ m.

L2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle  $L_2=Q^{0,4}=10$ m.

L = 75m.

#### V.1.4.5. Coursier :

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de contrôle 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.

#### ▪ Calcul de la profondeur critique :

On calcule la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{ avec ;}$$

q : débit spécifique  $q = \frac{Q}{b}$  (m<sup>2</sup>/s).

Q: débit à évacuer (Q=98,79m<sup>3</sup>/s).

b: largeur du canal (b=10m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9,81m<sup>2</sup>/s).

$h_c=2,15\text{m}$ .

▪ **Calcul de la pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler.

Pour une section rectangulaire :  $I_c = \left[ \frac{n Q (b + 2h_c)^{2/3}}{(bh_c)^{5/3}} \right]^2$  avec;

Q: débit à évacuer ( $Q=98,79\text{m}^3/\text{s}$ ).

b: largeur du canal ( $b=10\text{m}$ ).

$h_c$  : la profondeur critique ( $h_c=2,15\text{m}$ ).

$n=0,014$ .

A.N  $I_c = 0,0024$

$I_c = 0,24\%$ .

La pente du coursier:  $I=4,4\%>0,24\%$ , donc on adopte la méthode globale. Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait comme suit :

- la hauteur à la section de contrôle il est égale à la hauteur critique  $y_1= 2,15\text{m}$ .

- Le long du coursier il devient inférieur à  $y_c$  et atteint en fin du coursier une valeur que nous déterminons à partir de la méthode globale.

-On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement est uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :  $Q_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I}$  avec ;

$S_0$ : la section mouillée ( $S_0=b.h_0$ ).

$P_0$ : le périmètre mouillé ( $P_0=b+2h_0$ ).

$R_0$ : le rayon hydraulique ( $R_0=S_0/P_0$ ).

$C_0$ : coefficient de CHEZY ( $C_0 = \frac{1}{n} R_0^{1/6}$ ).

La pente est égale a  $I= 0,044$ .

La rugosité du béton est  $n = 0.014$ .

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour  $h_0$ , et on calcul  $Q_0$  jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de  $Q=98,79\text{m}^3/\text{s}$ .

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

**Tableau V.2 : Détermination de profondeur normale**

H (m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	C	I (m/m)	Q ( m <sup>3</sup> /s)
0,821	8,210	11,642	0,705	67,389	0,044	97,46
0,822	8,220	11,644	0,706	67,401	0,044	97,64
0,823	8,230	11,646	0,707	67,413	0,044	97,83
0,824	8,240	11,648	0,707	67,425	0,044	98,02
0,825	8,250	11,65	0,708	67,436	0,044	98,21
0,826	8,260	11,652	0,709	67,448	0,044	98,39
0,827	8,270	11,654	0,710	67,460	0,044	98,58
0,828	8,280	11,656	0,710	67,471	0,044	98,77
0,8281	8,281	11,6562	0,710	67,472	0,044	98,79
0,829	8,290	11,658	0,711	67,483	0,044	98,96
0,83	8,300	11,66	0,712	67,495	0,044	99,14

Donc la hauteur normale est  $h_0=0,8281\text{m}$ .

Les caractéristiques de cette profondeur sont:

H (m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	C	I	Q ( m <sup>3</sup> /s)
0,8281	8,281	11,6562	0,710	67,472	0,044	98,79

La seconde profondeur  $y_2$  à l'extrémité aval du coursier est calculée par la méthode globale sachant que la hauteur d'eau au début est égale à la hauteur critique:

Le calcul se fait à l'aide du logiciel canal P:

Les données de départ sont:

Largeur du canal  $b=10\text{m}$ .

Débit à évacuer:  $Q=98,79\text{m}^3/\text{s}$ .

La pente du coursier:  $I=0,044$ .

La longueur du coursier:  $L=90\text{m}$ .

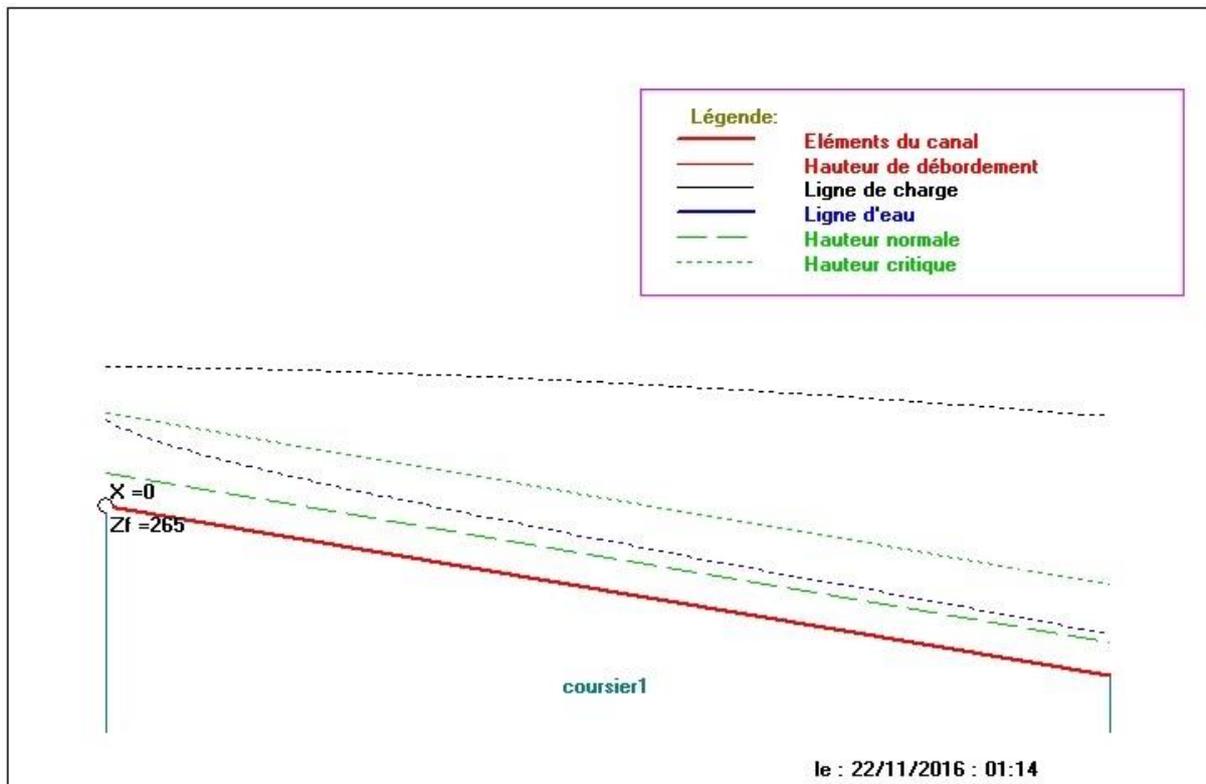
Coefficient de Strickler (77).

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	L bief (m)
98,79	77,00	0,044	0,8281	2,15	90

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3** :Ligne d'eau à pas d'espace de 20m.

Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	V (m/s)	Fr	J (mm/m)
265,000	0	2,15	4,94	1,115	0,0026
264,208	20	1,399	7,062	1,906	0,0075
263,416	40	1,22	8,099	2,341	0,0114
262,624	60	1,115	8,862	2,680	0,015
261,832	80	1,044	9,464	2,957	0,0184
261,040	100	0,993	9,953	3,190	0,0215



**Figure V.3 :** Ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est :  $y_2=0,993\text{m}$ .

La vitesse à la fin du coursier est :  $V=9,953\text{m/s} < V_{adm}=12\text{m/s}$ .

▪ **Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier:**

Les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$b/h < (10 \div 12)$  et  $Fr^2 < 40$  avec :

$b$  : largeur du coursier ( $b=10\text{m}$ ).

$h$  : profondeur d'eau minimale dans le coursier ( $h=0,993\text{m}$ )

$Fr$  : Nombre de Froude ( $Fr=3,19$ )

$b/h=10,07$  et  $Fr^2=10,18$ .

Les deux conditions sont satisfaites vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

**V.1.4.6. Dissipateur d'énergie:**

L'énergie créée à la fin du coursier qui est due aux grandes vitesses de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au

fluvial. Donc on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1 \leq Fr \leq 1.7$  Ressaut ondulé.

$1,7 \leq Fr \leq 2,5$  Ressaut faible de petites apparaissent en surface (instable).

$2,5 \leq Fr \leq 4,5$  Ressaut oscillant.

$4,5 \leq Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr \geq 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :  $Y_2=0,993m$  ;  $Fr=3,19$  ;  $V=9,953m/s$ .

$2,5 \leq Fr = 3,19 \leq 4,5$  ; donc on a un Ressaut oscillant.

$V = 9,953m/s > 15 m/s$ .

Pour  $2,5 \leq Fr \leq 4,5$  le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long du fond ou de la surface libre. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

-Le rapport des hauteurs conjuguées  $y_2/y_1$  est donné en fonction de  $Fr$  par le graphe associé. Pour amortir le mouvement des vagues on a intérêt à prendre pour le bassin une profondeur  $y_1' = 1.1 y_2$ .

-La longueur du ressaut est donnée en fonction de  $Fr$ .

#### ▪ Dimensionnement du bassin

##### a. hauteurs conjuguées :

$$y_1' = 1.1 y_2 = 1,1m.$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1).$$

$$y_2 = 4,4m.$$

##### b. Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 5,2 ; L = 5,2 * 4,4 = 22,9m.$$

##### c. des blocs Chicanes :

La hauteur des blocs de chutes :

$$h_1 = 2y_1 = 2,2m.$$

La largeur des blocs de chutes :

$$w < y_1 = 0,5m.$$

Espacement entre deux blocs de chutes :

$$e_1 = 2,5w = 1,25m.$$

Angle d'inclinaison de bloc de chute

$$\theta = 5^\circ.$$

La hauteur de seuil terminal

$$h_2 = 1,25y_1 = 1,4m.$$

La largeur du bassin est de 10m.

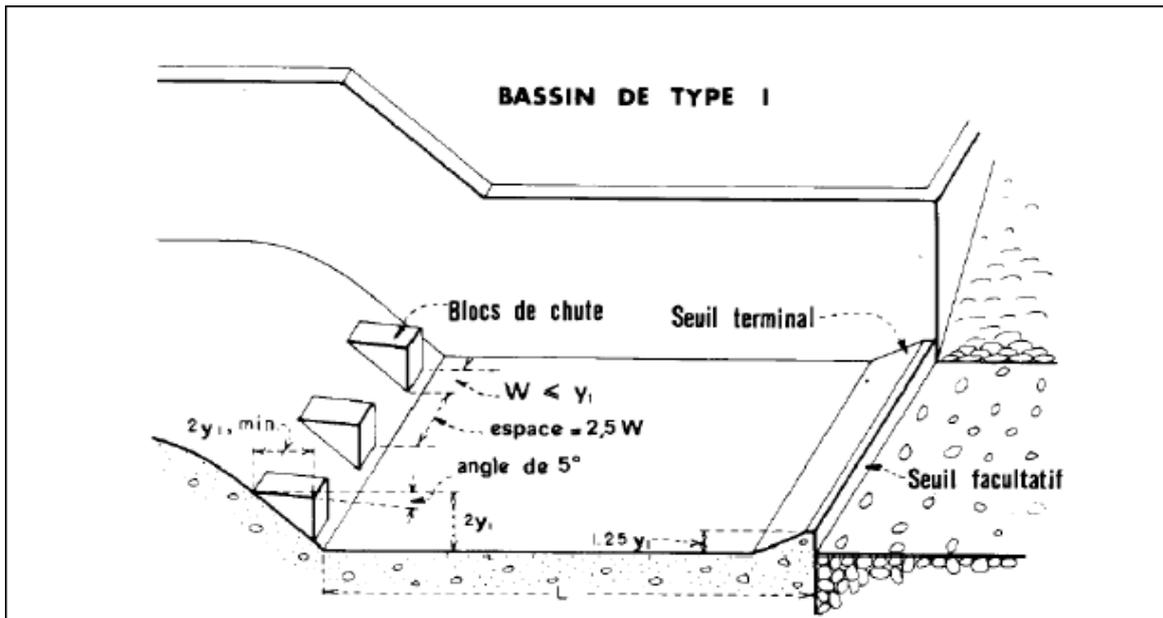


Figure V.4 :Bassin de dissipation Source : (design of small dams)

**V.1.4.7. Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, et une pente faible  $I = 0,3 \%$  (écoulement fluvial), avec une longueur de 15met une largeur de 10m.

Le canal a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

▪ **La hauteur critique**

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \text{ avec ;}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \text{ et } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \cdot (m=1)$$

A.N  $K=1,47m$  ;  $\sigma = 0,147$  d'où  $h_{cr}=1,4m$ .

▪ **La pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Avec :

$$S_c = (b + h_{cr}) h_{cr} = 15,96m^2.$$

$$P_c = b + 2\sqrt{2} h_{cr} = 13,96m.$$

$$R_c = 1,143 m \text{ et } C_{cr} = 73,04m^{1/2}/s.$$

Donc la pente critique est de :  $I_{cr} = 0,63\%$ .

▪ **La profondeur normale**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \sqrt{R I} \text{ ce qui donne } Q = (I)^{1/2} / n \cdot S^{5/3} \cdot P^{-2/3}.$$

Avec;

$$S_n = m \cdot h^2 n + b \cdot h n.$$

$$P_n = b + 2h\sqrt{2}.$$

Et après des itérations on a trouvé que :  $h_n = 1,7427m$ .

$h_n > h_c$  alors l'écoulement est fluvial.

La vitesse d'écoulement est :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n}$$

D'où :  $V = 4,83\text{m/s}$ .

$V \geq V_{adm}$  (1,4 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

### V.1.5. Conception de l'évacuateur de crues :

#### V.1.5.1. Hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m 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.

##### ▪ Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$h_m = h_e + r$  avec ;

$h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en [m].

$h_e$  : Lamé d'eau sur le déversoir [m].

$r$  : Revanche de sécurité (m) donnée par : ( $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$ ).

**A.N:**  $V = 1,01$  m/s ;  $r = 0,75\text{m}$  ;  $h_m = 1,84\text{m}$ .

On prend  $h_m = 2\text{m}$ .

##### ▪ Hauteur des murs du chenal d'écoulement et canal d'approche

Sur le long du chenal d'écoulement et le canal d'approche, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la digue. (Niveau de la crête 268m) avec une hauteur de 2m.

##### ▪ Hauteur des murs au début du coursier

$h_m = h_c + r$  avec  $r = 0.6 + 0.05.V_c (h_1)^{1/3}$  ;

**A.N:**  $r = 0,92\text{m}$  ;  $h_m = 3,07\text{m}$ .

On prend  $h_m = 3\text{m}$ .

##### ▪ Hauteur des murs à la fin du coursier

$h_m = h_n + r$  avec  $r = 0.6 + 0.05 V_f (h_2)^{1/3}$  ;

**A.N:**  $r = 1,1\text{m}$  ;  $h_m = 1,93\text{m}$ .

On prend  $h_m = 2\text{m}$ .

**Données:**

$h_c = 1,15\text{m}$  ;  $h_1 = 2,15\text{m}$  ;  $V_c = 4,94\text{m/s}$ .

$h_n = 0,83\text{m}$  ;  $h_2 = 0,993\text{m}$  ;  $V_f = 9,953\text{m/s}$ .

##### ▪ Hauteur des murs au niveau de bassin de dissipation

$h_m = h_2 + r$  avec  $r = (V + h_2)0.1$  ;

**A.N :**  $r = 1,09\text{m}$  ;  $h_m = 2,08\text{m}$ .

On prend  $h_m = 2\text{m}$ .

**V.2. La prise d'eau :**

Dont la fonction est d'assurer le débit de pointe de la demande entre le niveau normal de retenue (NNR) et le niveau des plus basses eaux (PBE), tout en permettant le prélèvement d'une eau de qualité compatible avec sa destination. L'ouvrage de prise d'eau fait transiter l'eau de consommation dans le bief aval ou dans un canal (conduite) disposé à l'aval sur l'une des rives de la vallée, destiné à l'irrigation, à l'alimentation en eau potable etc. Le barrage peut posséder un ou plusieurs ouvrages de prise d'eau. Dans des cas particuliers, le barrage peut ne pas contenir d'ouvrage de prise d'eau, quand la restitution des débits de consommation se fait par pompage.

**V.2.1. Les différentes variantes de la prise d'eau :**

Les variantes qui peuvent être projeté sur le site sont la prise d'eau en charge et la Toure de prise, prise d'eau flottante dont les avantages et les inconvénients sont représenté ci-dessous.

**V.2.1.1. Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou 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 sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

**V.2.1.2. Tour de prise :**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

**V.2.1.3. Prise d'eau flottante**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés ,le prélèvements d'eau s'effectue à une profondeur constante ,l'inconvénient de celle -ci et celui de cout important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

**V.2.2. Dimensionnement de la prise d'eau :**

La prise d'eau assure un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité). Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est :  $V_{\max} = 0.28 \text{ Mm}^3$ .

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$$

Avec : T : temps de prise (T=31 jours= 2678400 s).

D'où :  $Q_{\max} = 0.105 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H}$$

$\mu$  : coefficient de débit  $\mu=0,3$ .

S : section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

H : charge d'eau minimale  $H=14,1\text{m}$ .

On trouve :  $S=0.021\text{m}^2$ .

Donc  $d = 164\text{mm}$ .

On prend un diamètre normalisé  $d=200\text{mm}$ .

▪ **Correction de la valeur de coefficient  $\mu$**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \text{Avec;}$$

$\sum \xi$ : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \text{Avec;}$$

$$\lambda = 0,058.$$

$$\text{AN: } \sum \xi_s = 33,35\text{m} ; \mu=0,17 ; S = 0,037\text{m}^2.$$

Donc on trouve  $d = 217\text{mm}$ .

On prend  $d = 300\text{mm}$ .

**V.2.3. Variante choisie :**

Comme le diamètre de la conduite est Faible on retient la variante d'une conduite en charge.

**V.3. Vidange de fond :**

Destinée à assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours, en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages ou pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du barrage (prise, vidange, parement amont du barrage). L'entonnement de l'ouvrage doit être disposé, autant que faire se peut, plus bas pour assurer le rabattement du volume de retenue.

Cet ouvrage est également utilisé pour assurer les débits utiles de consommation et la dérivation des eaux durant la période de construction des retenues collinaires et des petits barrages.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont souvent regroupés et combinés à d'autres installations.

**V.3.1. Les différents types de vidange :**

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

**V.3.1.1. Conduite de vidange en charge :**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

**V.3.1.2. Conduites à écoulement libre :**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- a. Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- b. La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

### V.3.1.3. Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

### V.3.2. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

#### V.3.2.1. Calcul du débit de vidange :

Pendant le période de construction de la digue, la dérivation provisoire sera par une conduite en acier. Et pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \text{ avec ;}$$

$Q_r$ : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

$V$ : volume utile ( $V=0,6Mm^3$ ).

$T$ : temps de vidange ( $15 < t < 21$  jours) , on prend  $t=20$  jours = 1728000 secondes.

**A.N** :  $Q_{vf} = 0,424m^3$ .

#### V.3.2.2. Calcul hydraulique:

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange de fond, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \text{ avec;}$$

$Q_{vf}$  : débit de vidange (en  $m^3/s$ ).

$\mu$  : coefficient de débit.

$S$  : section de la conduite (en  $m^2$ ).

$Z$  : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

$$\text{Alors que: } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$Z= 14,1m$ ;  $\mu= 0,8$ .

**A.N**:  $S = 0,032m^2$ ;  $d = 201mm$ .

On prend un diamètre normalisé de:  $D_{vf} = 200 mm$ .

- Correction de la valeur de coefficient  $\mu$

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{1}{\sum \xi_s + \sum \xi_l}} \text{ avec ;}$$

$\sum \xi_L$  : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

$\sum \xi_s$ :somme des coefficients de pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_s = 0,15 \cdot \frac{\lambda L}{D}.$$

Avec :

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 100m.

d: diamètre de la conduite de vidange 200mm.

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{124,6n^2}{d^{1/3}}.$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,014m<sup>1/3</sup> / s).

**A.N** :  $\lambda = 0,042$  ;  $\sum \xi_L = 24,15$  ;  $\mu = 0,2$  ;  $S = 0,127\text{m}^2$  ;  $d = 403\text{mm}$ .

Donc on prend un diamètre normalise de 400mm.

### V.3.3. La variante choisie:

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) nécessite beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

Vu que la capacité de la retenue inférieure à un million m<sup>3</sup>, la variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée, et par la suite la vidange de fond sera confondue avec la prise d'eau ,et pour cela on adopte une seule conduite Vidange de fond –prise avec un diamètre de 400mm placée à une cote élevée par rapport à celle du volume mort 259,9m NGA.

**Conclusion :**

Vue la topographie du site on a opté un évacuateur des crues à entonnement frontale avec :

-Un canal d'amenée de section rectangulaire ( $L = 15\text{m}$ ,  $b = 40\text{ m}$ ).

-Un seuil déversant pour le contrôle du débit. (Déversoir Greager, pour  $h = 1,09\text{ m}$ ).

-Un ouvrage intermédiaire comprend :

Chenal d'écoulement (d'une section rectangulaire  $b=40\text{m}$  et  $L=10\text{m}$ ,  $I=0.1\%$ )

Un convergeant ( $L=75\text{m}$  ;  $b_1 = 40\text{m}$  ; et  $b_2= 10\text{m}$ ).

Un coursier ( $L=90\text{m}$  et  $b = 10\text{m}$ , à forte pente  $I=4,4\%$ ).

Un dissipateur d'énergie ( $L= 22,9\text{m}$  ;  $b = 10\text{m}$ ).

Un canal de restitution (d'une section trapézoïdale 1 :1  $b = 10\text{m}$ ,  $L=15\text{m}$ ,  $I= 0.3\%$ ).

Vue la capacité de la retenue, la variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée, et par la suite la vidange de fond sera confondue avec la prise d'eau, avec un diamètre de 400mm et longueur de 100m.

**Introduction:**

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût. Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération. La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux. Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction. Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

**VI.1. Organisation technique de préparation :**

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.
- 3- L'installation et la réalisation des routes d'accès soient à l'intérieur ou à l'extérieur du chantier
- 4- L'installation de la base de vie, des entrepôts pour les matériaux de construction et les ateliers nécessaires pour la construction ainsi que l'alimentation en eau et en énergie électrique.
- 5- préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

**VI.2. Travaux de réalisation :****VI.2.1. Travaux de terrassements**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

**VI. 2.2. Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- 1- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- 2- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utilisée pour la protection des talus, le drainage qui sera mise en dépôts, les quantités excédentaires seront véhiculées vers la décharge.
- 3- Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

**VI.2.3. Travaux sur la digue**

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

- 1- Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour évacuation des débits de constructions.
- 2- Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction.
- 3- Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.
- 4- La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.
- 5- Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.
- 6- La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation.
- 7- Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

**VI.2.4. Travaux secondaires**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- 1- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- 2- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- 3- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

### **VI.3.Réalisation du barrage en terre :**

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

#### **VI.3.1. Les moyens de chantier :**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactages susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

#### **VI.3.2. Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

#### **VI.3.3. Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.

- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

#### **VI.3.4. Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur .....).

#### **VI.4. Planification**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

Tableau VI.1 : Symboles des opérations

<b>Travaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Durée (mois)</b>
Installation du chantier, implantation des axes des murs et développement du réseau routier assurant l'accès au chantier.	A	1
Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.	B	1
Préparation des zones d'emprunt.	C	2
Déboisement et défrichage de la cuvette.	D	2
Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.	E	3
Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond .	F	1
Approvisionnement des matériaux filtrants.	G	2
Mise en place du système de prisme de drainage.	H	1
Exécution du remblai et exécution du filtre drainant (tapis drainant)	I	4
Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions.	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues.	K	2
Mise en place de revêtement de talus.	L	3
Mise en place des équipements hydromécaniques.	M	1
Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès.	N	2

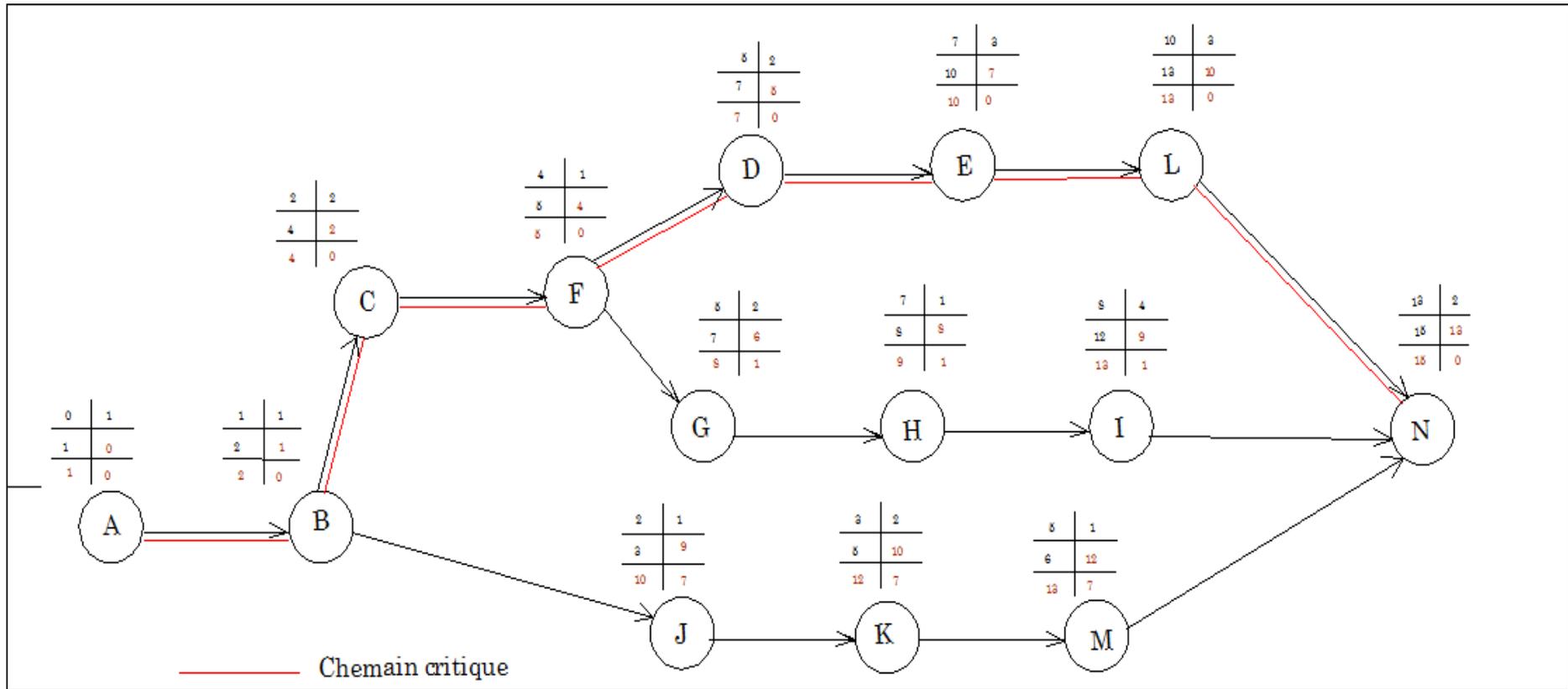


Figure VI.1: Réseau à nœud

**VI.4.1. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

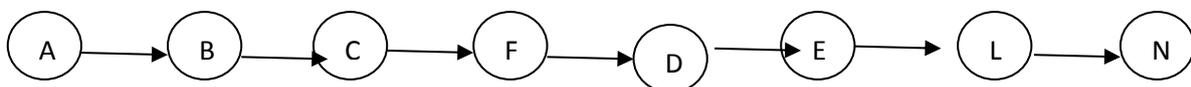
Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI .2 : Détermination des chemins critiques**

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	7	0
E	3	7	10	7	10	0
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	6	8	1
H	1	7	8	8	9	1
I	4	8	12	9	13	1
J	1	2	3	9	10	7
K	2	3	5	10	12	7
L	3	10	13	10	13	0
M	1	5	6	12	13	7
N	2	13	15	13	15	0

:

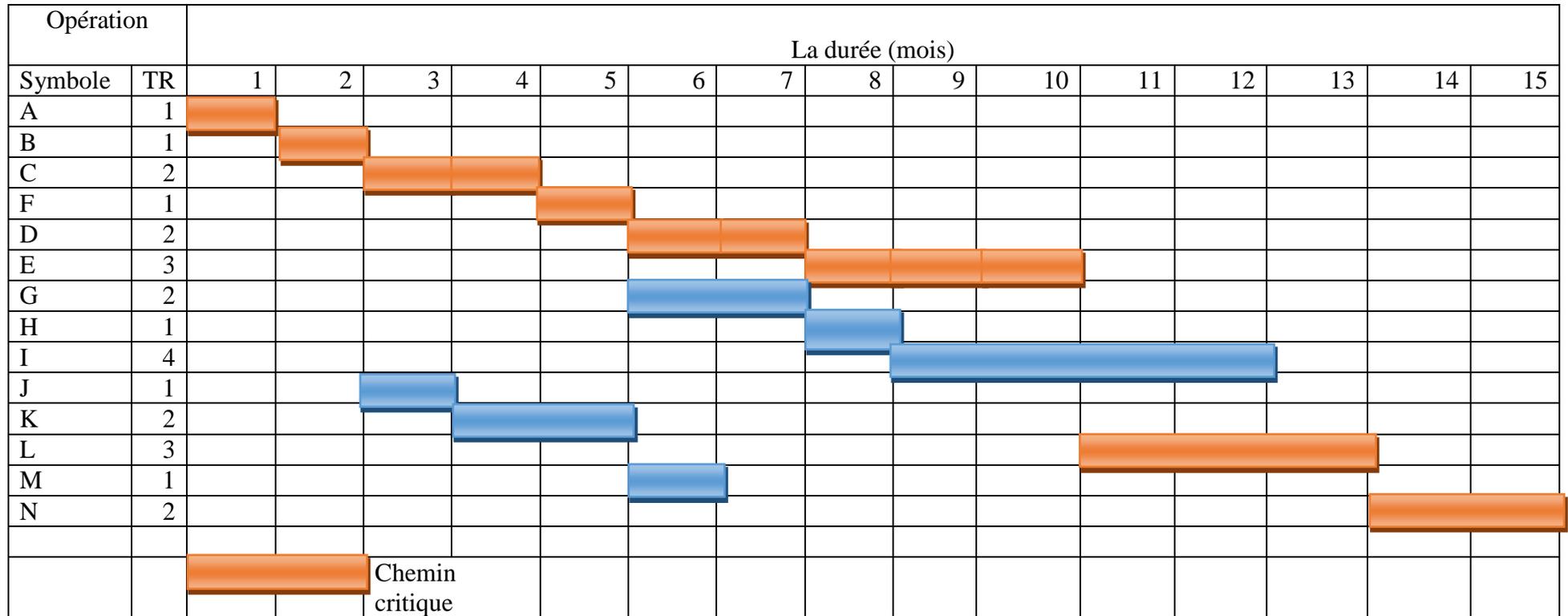
Le chemin critique est :



$$DTR = \sum TR \text{ (pour } MT = 0) = 1+1 +2+2+3+1+3+2=15 \text{ mois}$$

D'après le chemin critique ,le temps de réalisation de la retenue collinaire est de **15 mois**.

Tableau VI.3 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire (Diagramme de Gant)



**VI.5. Devis estimatif de la retenue et des ouvrages annexes :**

Le devis estimatif de la retenue et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crue et la vidange de fond

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4 : Devis estimatif de la retenue**

Désignation	unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage	m <sup>3</sup>	3269.82	160	523171.2
Remblai	m <sup>3</sup>	90913,76	600	54548258
Gravier	m <sup>3</sup>	2227,94	600	1336764
Sable	m <sup>3</sup>	1242,47	600	745482
Enrochement	m <sup>3</sup>	3284,89	800	2627915
Drain et filtre	m <sup>3</sup>	4377.6	600	2626560
Produit asphaltique	m <sup>3</sup>	385,50	1000	385500
Terre végétale	m <sup>3</sup>	728.8	300	218640
Béton armé 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	3370.05	45000	151652250
Béton de propreté 250 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	28.144	11000	265584
Waterstop		30	300	9000
Conduite métallique 400 mm	ml	71.4	42000	2856000
Vannes 400mm	unité	2	40000	80000
Grille	unité	1	3000	3000
			Totale	217354952,9

**Conclusion :**

L'organisation du 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.

D'après un calcul estimatif on a trouvé que la durée nécessaire pour l'achèvement des travaux est de 15 mois, avec un cout total 217354952,9DA.

**Introduction :**

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers. Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

**VII.1. Conditions dangereuses dans le chantier :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

**VII.2. 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.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

**VII .3.Mesures préventives :**

- La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

**Conclusion :**

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

Mon objectif tout au long du mémoire de fin étude a été de mener à bien la conception et l'étude de la retenue collinaire sur l'Oued Bou Messaoud commune d'Henaya ,W.Tlemcen, en tenant en compte toutes les données nécessaires : topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologiques, afin de garantir le bon fonctionnement de cet ouvrage .

A l'issue de cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- ✓ De point de vue topographique, le site représente des conditions favorables pour l'implantation de l'ouvrage.
- ✓ La géologie régionale montre la disponibilité des matériaux de construction de la digue.
- ✓ Le calcul de l'aménage des crues a été effectué par la méthode de (Kotcherine) et après une étude d'optimisation on a déterminé une largeur optimale de l'évacuateur de crue ( $b=40m$ ), correspondant à un débit laminé  $98,79m^3/s$  et une charge déversante ( $h=1,09m$ ), d'où la hauteur optimale de la digue est de 17m.
- ✓ Après une étude technico-économique, on a choisi une digue en terre homogène avec un tapis filtrant et un drain prismatique.
- ✓ La stabilité du talus a été bien vérifiée vis à vis au renversement, pour des fruits  $m_1=m_2= 2,5$ .
- ✓ On a choisi d'implanter un évacuateur des crues latéral à entonnement frontal sur la rive droite qui représente un minimum des travaux de terrassements.
- ✓ L'ouvrage de prise d'eau sera combiné avec la vidange de fond dans une conduite en acier de diamètre 400mm.
- ✓ D'après un calcul estimatif on a trouvé que la durée nécessaire pour l'achèvement des travaux est de 15 mois avec un cout total économique.
- ✓ Afin d'avoir un bon rendement du travail et en minimisant le taux de fréquence des accidents, il faut donner une grande importance à la santé des travailleurs sur le chantier.

## **Références bibliographiques :**

**ABDERRAZAK.B** : Hydrologie transport solide et modélisation (cas du bassin versant de la Tafna (NW Algérie).

**CIGB, 1986** : Choix de la crue de projet. Bulletin 82.

**CIGB (1986)** : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53.

**CIGB, 1987** : Evacuateur de crue des barrages. Bulletin 58.

**CIGB, 1993** : Matériaux rocheux pour barrages en enrochement. Bulletin 92.

**CIGB (1994)** : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.

**Organisation météorologique mondiale (1994)** : Guide des pratiques hydrologiques (acquisition et traitement des données, analyses, révision et autres applications.

**Rolley, R. (1997)** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles-Paris.

**Santé et sécurité au travail (2010)** : Guide PME/PMI, France.

**TOUAIBIA, B. (2004)** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH- Blida.

**VOLKOV, V. (1986)** : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH- Blida.

**V.VOLKOV(1986)** : Guide de la thèse de fin d'études .ENSH-Blida.

**VALDES PEDRO- PEREZ ARCEL (2003)** : Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et de vidange de fond.

# Annexes

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1973	0	0	0	73,5	1,4	33,2	66,7	22,3	0	2,4	0	0	73,5
1974	12,1	11,6	7,3	0	2,9	19,1	23,4	66	15,4	6,8	0	11,3	66
1975	17,4	4	35,6	4,4	21,8	26,6	13,1	28,4	18,1	8,6	3,8	13,7	35,6
1976	25,3	14,7	11,4	19,7	27,8	17,5	24	3,8	24,5	2,4	12,5	8,9	27,8
1977	0	5,7	56	7	14,4	4,8	13	20,1	15,2	0	0	0	56
1978	0	29	27,5	7	8,5	47	18,8	10,4	6,5	2	4,4	0	47
1979	9,8	26,5	46	19,3	3,1	33,6	42,8	18,4	6	0	0	0,6	46
1980	11,2	24,3	20,1	96,6	8	35,2	26,5	22,2	4,8	25	0	2,5	96,6
1981	4,5	0,4	0	8,6	8	24	1	20	0	5,5	0	7,5	24
1982	1	21,1	0	19,9	0	6,4	10,8	9,7	6	0	0,4	0,5	21,1
1983	0	0	0	42,5	25,4	30,8	15,9	8,5	15,4	1,3	0	0	42,5
1984	6,5	1,1	34	10,9	18,3	16	20,8	9,4	7,6	0	0	0	34
1985	6,8	0,8	18,5	11	38,4	32,5	27,2	19,3	2,5	6	0	4,2	38,4
1986	14	21,9	34	15,2	22,5	35,8	10	2,2	6,8	1,6	8,3	6,3	35,8
1987	3,3	15,3	10,9	19,9	7,9	14,3	3	12,5	11,5	3,6	0,9	0	19,9
1988	17,8	6,7	27,5	5,2	14	7	129	12,5	9	4,1	2	12,6	129
1989	5,8	1,9	3,7	19,4	38,5	0	8,9	12,4	9,5	5,2	3	0,3	38,5
1990	14	5,6	14,2	25,7	26,5	14,7	35,5	2,5	15,5	0	0	0,5	35,5
1991	23	18,9	8,6	13,9	6,3	7	24,6	50,5	59,5	6,5	1	1,4	59,5
1992	0,6	9,9	14,7	7,3	0	40,4	9,5	21,4	69	0	0	1	69
1993	4,3	1,5	13,6	2,8	67	13,7	6,1	11,8	12,6	0,2	5,6	0	67
1994	15	12,4	17,6	8,8	21	37,4	72,3	5,2	0,7	3,7	0	1,6	72,3
1995	10,4	23	8,3	25,7	20,1	18	45	11,2	11,2	2,4	2,8	3,6	45
1996	21,7	18,2	0,8	13,9	45	35	10	74,2	9,7	3,5	0,6	5,1	74,2
1997	48,7	14,1	19,5	18,6	13,7	22,3	18,8	10,2	23,6	0,4	0,6	0,6	48,7
1998	9,1	4,2	22,8	9,6	29,3	43,2	35,6	0	0	1,7	0	0	43,2
1999	18,6	6,8	28,5	27,1	0	0	4,3	3,8	15,9	0	0	0	28,5
2000	6,7	20,3	26,7	12	19,4	16,7	6,9	3,6	5	4	0,8	0	26,7

2001	10,6	32	82	6,8	1,8	4	8,9	36,9	51,6	0,6	0	27,5	82
2002	0	15,5	43	9,8	39,2	27,3	8,5	12,5	13,4	3	0	0,1	43
2003	8,9	7,1	19,6	46,4	27,5	5,7	54,1	15,2	32,1	4,5	0,8	0,6	54,1
2004	15	13	15,2	32,7	5,8	30,8	18,8	11,2	3	1,1	0,2	0,5	32,7
2005	13,2	12,9	7,7	5,7	14,4	12,3	10,3	11,3	18	2,2	1,5	0	18
2006	13,3	7,5	2,4	13,1	23,7	9	15,9	40,2	1,6	0	0	0,2	40,2
2007	3,9	18,3	30,9	8,6	19,6	7,9	3,2	7,9	14,5	2,6	0,5	0	30,9
2008	13,7	23,9	31	16,8	25,4	19,3	11,3	27,4	5,6	5,6	0	0	31
2009	31,1	1,6	28,2	6,4	23,7	22,8	19,7	20,1	6,5	15	5,4	12,4	31,1
2010	13,4	69,6	16,1	13	14,7	8,4	11,2	25,7	22,3	11	0	5	69,6
2011	0,9	26,7	22	11,5	10	16	16	26	6	0,6	0	0	26,7
2012	22,5	13	82	7,5	32	17	23	32	13,4	3	0	0	82

**Précipitations maximales journalières (source NRH ALGER)**

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1973	0	0	0	96	1,4	126,5	214,2	84,6	0	3,2	0	0	525,9
1974	18,4	35	19,3	0	9,5	69,1	96,5	279,3	57	6,8	0	11,3	602,2
1975	22,2	4,7	99,3	9	45,2	89,5	31,5	137,5	80,7	15,4	7,6	15,8	558,4
1976	36,7	65,2	26,9	64,5	102,5	36	41,8	7,2	46,3	4,2	12,5	14,6	458,4
1977	0	26,8	110,3	16,2	70,1	11,8	38,2	79,2	27,2	0	0	0	379,8
1978	0	66	47	12,5	23,1	142,7	38,8	25,8	16,9	2,2	5,4	0	380,4
1979	20,9	74,2	79,3	64,4	9,3	74,3	104,8	29,8	15,3	0	0	0,6	472,9
1980	16	31,4	40,2	204,3	18,7	73,4	53,6	60,8	10,7	47,6	0	2,5	559,2
1981	6,4	0,4	0	16,4	24,4	55	1,3	84	0	5,5	0	10	203,4
1982	1,2	22,2	0	51,5	0	23,7	16,1	10,3	11,7	0	0,7	0,5	137,9
1983	0	0	0	77,3	44,7	39,8	29,9	12,6	88,1	3,2	0	0	295,6
1984	10	1,1	107,2	28,4	45,2	20,3	54	21,4	51,7	0	0	0	339,3
1985	9,8	0,8	55	45	79,9	86,3	76,9	40,2	2,5	8	0	6,8	411,2
1986	28,3	30,2	87,1	35,9	36,5	146,9	18,6	2,2	12,5	2,4	25,7	6,9	433,2
1987	4,7	34,4	26,1	30,8	25,3	31,6	7,1	28,9	28,9	7,7	0,9	0	226,4
1988	17,8	11,1	44,8	8,5	19,1	23,4	178	35,9	26,1	5,2	2,1	12,6	384,6
1989	10,2	6	15,8	38,3	144,9	0	25	65,8	16,7	5,2	3	0,3	331,2
1990	17,5	10,5	41	80	36,9	65,7	158,9	4,9	23	0	0	0,5	438,9
1991	31,1	42,2	13,9	32,7	15,6	21,7	101,7	83,3	124	30,9	1	1,4	499,5
1992	0,6	19,1	33,5	21,2	0	70	16,6	71,5	88,5	0	0	1	322
1993	9	2	71,3	3,5	100,3	57,4	6,2	19,3	22,2	0,2	5,6	0	297
1994	36,9	30,8	33,2	13,5	28,7	68,2	176,9	15,1	1,1	9	0	3,2	416,6
1995	12,3	32,3	19,8	63,8	75,2	94,8	100,4	41,5	46,3	5,3	3,1	3,6	498,4
1996	36,1	39,8	0,8	32,3	102,3	146	18	148	14,3	3,7	0,6	12,1	554
1997	78,7	38,5	57,6	67,3	30,1	44,5	45,3	23,2	77,8	0,4	0,6	0,7	464,7
1998	13,9	6,5	47,5	11	107,8	69,6	93,6	0	0	2,3	0	0	352,2
1999	26,9	24,9	73,9	74,7	0	0	4,8	11,4	38,5	0	0	0	255,1
2000	14,4	77,2	69	39,5	65,7	48,4	6,9	4	9,2	4	0,8	0	339,1

2001	25,2	38,6	150,8	30,7	1,8	7,3	27	121,7	75,1	1	0	28,2	507,4
2002	0	21,8	97	20,4	104,6	84,9	16,8	28,8	13,8	3,1	0	0,1	391,3
2003	8,9	33,2	53,9	108,4	45,3	23,2	75,5	37,3	75,2	9	1,2	0,6	471,7
2004	36	31,7	35,6	88	21,3	70,3	55,5	19,1	4,9	1,1	0,2	0,5	364,2
2005	20,2	29,1	32,5	15,7	70,1	53,1	21	23,8	63,4	3,3	1,5	0	333,7
2006	35,4	11,7	4,3	50,4	26,7	33,5	30,5	85,6	2,6	0	0	0,2	280,9
2007	7,9	73,1	59,2	10,5	23,7	18	9,4	16,1	55,4	4,3	0,5	0	278,1
2008	38,2	87,7	99,7	99,8	111,5	28,7	19,5	50,7	5,6	10	0	0	551,4
2009	71	1,6	57,8	23	46,6	53,6	64,5	54,1	12,6	20,1	6,7	12,9	424,5
2010	19,7	96	38	34,2	48,8	28,8	24,9	66,4	63,1	22,8	0	8,3	451
2011	0,9	75,2	63,9	24,8	21,1	50,8	27	120	6	1	0	0	390,7
2012	24	37,5	156,7	15,7	98,5	63,3	53,8	78	14	3	0	0	544,5

**Précipitations annuelles (source NRH ALGER)**

Série des débits et apport (source NRH ALGER)

1978_1979	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fevr	Mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
<b>Q-MIN</b>	.0110	.0110	.0160	.0360	.0210	.0160	.0360	.0210	.0160	.0110	.0160	.0110	<b>.0110</b>
<b>Q-MAX</b>	.0260	1.324	1.066	.0592	.0360	13.10	1.916	.0940	.0476	.0310	.0310	.0210	<b>13.10</b>
<b>Q-MOY</b>	.0188	.0351	.0364	.0397	.0318	.1423	.0842	.0334	.0228	.0152	.0207	.0136	<b>.0412</b>
<b>APPORT</b>	.0488	.0939	.0944	.1064	.0852	.3442	.2256	.0865	.0611	.0393	.0554	.0364	<b>1.277</b>
<b>1979_1980</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0160	.0160	.0160	.0160	.0210	.0160	.0210	.0160	.0160	.0110	.0066	.0066	<b>.0066</b>
<b>Q-MAX</b>	.0210	32.30	13.10	.6840	.0210	1.606	24.36	.9020	.3700	.0160	.0110	.0066	<b>32.30</b>
<b>Q-MOY</b>	.0165	.0946	.0839	.0346	.0210	.0437	.3302	.0204	.0191	.0142	.0091	.0066	<b>.0578</b>
<b>APPORT</b>	.0428	.2533	.2175	.0926	.0562	.1095	.8843	.0528	.0512	.0367	.0243	.0177	<b>1.839</b>
<b>1980_1981</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0066	.0088	.0160	.0160	.0360	.0476	.0592	.0476	.0260	.0310	.0310	.0260	<b>.0066</b>
<b>Q-MAX</b>	.1606	.0160	1.808	50.00	.7520	2.240	3.500	.8200	.0824	.2600	.0476	.0360	<b>50.00</b>
<b>Q-MOY</b>	.0083	.0128	.0253	.7556	.0764	.1179	.0952	.0828	.0406	.0389	.0364	.0273	<b>.1098</b>
<b>APPORT</b>	.0215	.0342	.0657	2.024	.2047	.2852	.2549	.2145	.1087	.1007	.0975	.0731	<b>3.485</b>
<b>1981_1982</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0160	.0210	.0210	.0260	.0210	.0260	.0160	.0160	.0210	.0160	.0160	.0160	<b>.0160</b>
<b>Q-MAX</b>	1.230	.0210	.0310	.0476	.0360	.9020	.0592	3.248	.4800	.0360	.0210	.0210	<b>3.248</b>
<b>Q-MOY</b>	.0322	.0210	.0240	.0336	.0334	.0562	.0356	.0573	.0485	.0258	.0194	.0192	<b>.0339</b>
<b>APPORT</b>	.0834	.0562	.0622	.0901	.0895	.1360	.0953	.1486	.1298	.0670	.0519	.0515	<b>1.062</b>
<b>1982_1983</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0160	.0088	.0160	.0210	.0400	.0400	.0508	.0344	.0344	.0344	.0232	.0344	<b>.0088</b>
<b>Q-MAX</b>	.0160	.0476	6.120	1.512	.0616	.0724	1.418	.0508	.0508	.0400	.0400	.0508	<b>6.120</b>
<b>Q-MOY</b>	.0160	.0154	.0435	.0657	.0491	.0554	.0590	.0416	.0403	.0398	.0373	.0394	<b>.0419</b>
<b>APPORT</b>	.0415	.0413	.1127	.1760	.1314	.1341	.1581	.1078	.1080	.1032	.0999	.1055	<b>1.320</b>
<b>1983_1984</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0288	.0176	.0288	.0400	.0400	.0288	.0176	.0176	.0288	.0232	.0120	.0000	<b>.0000</b>

<b>Q-MAX</b>	.0344	.0400	.0616	2.720	4.556	.7800	.0832	.0400	2.024	.0616	.0232	.0232	<b>4.556</b>
<b>Q-MOY</b>	.0338	.0331	.0405	.0727	.0665	.0497	.0348	.0267	.0689	.0379	.0201	.0077	<b>.0410</b>
<b>APPORT</b>	.0877	.0888	.1049	.1948	.1782	.1246	.0933	.0693	.1846	.0982	.0539	.0205	<b>1.299</b>
<b>1984_1985</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0024	.0072	.0072	.0344	.0288	.0288	.0232	.0232	.0232	.0120	.0000	.0048	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	.0232	.0232	20.28	.0344	.0508	.3900	.2900	.0344	.8400	.0232	.0232	.0176	<b>20.28</b>
<b>Q-MOY</b>	.0082	.0109	.2811	.0344	.0340	.0329	.0356	.0245	.0351	.0165	.0157	.0085	<b>.0448</b>
<b>APPORT</b>	.0213	.0292	.7285	.0921	.0911	.0795	.0953	.0635	.0940	.0427	.0420	.0227	<b>1.402</b>
<b>1985_1986</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0000	.0000	.0000	.0288	.0072	.0508	.0210	.0210	.0210	.0088	.0000	.0000	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	.0048	.0232	.8400	.1102	1.418	11.20	2.720	.1162	.0260	.0824	.0476	.0110	<b>11.20</b>
<b>Q-MOY</b>	.0019	.0097	.0313	.0337	.0521	.2595	.1710	.0324	.0218	.0262	.0190	.0004	<b>.0549</b>
<b>APPORT</b>	.0050	.0259	.0810	.0904	.1396	.6277	.4580	.0840	.0584	.0679	.0508	.0010	<b>1.690</b>
<b>1986_1987</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0000	.0160	.0210	.0260	.0210	.0210	.0210	.0088	.0044	.0000	.0000	.0022	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	.2050	2.240	6.280	.1162	.0592	20.00	.1384	.0210	.0160	.0066	.0066	.0160	<b>20.00</b>
<b>Q-MOY</b>	.0152	.0531	.1087	.0291	.0298	.4239	.0416	.0137	.0094	.0037	.0048	.0077	<b>.0617</b>
<b>APPORT</b>	.0395	.1423	.2817	.0780	.0797	1.026	.1115	.0354	.0253	.0097	.0129	.0205	<b>1.862</b>
<b>1987_1988</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0044	.0110	.0110	.0066	.0260	.0088	.0022	.0022	.0044	.0088	.0066	.0000	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	.0160	1.418	.0592	.7520	2.240	.1384	.0160	.0260	2.744	.0210	.0210	.0210	<b>2.744</b>
<b>Q-MOY</b>	.0077	.0306	.0251	.0269	.0475	.0298	.0077	.0138	.0522	.0158	.0123	.0055	<b>.0229</b>
<b>APPORT</b>	.0199	.0818	.0651	.0720	.1272	.0747	.0207	.0357	.1399	.0408	.0330	.0148	<b>.7257</b>
<b>1988_1989</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0000	.0000	.0000	.0000	.0240	.0220	.0260	.0360	.0240	.0260	.0000	.0000	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	3.374	4.260	49.40	.0492	.2520	.0400	100.0	1.816	.0340	.0340	.0000	.0000	<b>49.40</b>
<b>Q-MOY</b>	.0201	.3208	.2382	.0288	.0305	.0262	2.510	.0495	.0294	.0271	.0000	.0000	<b>0,2734</b>
<b>APPORT</b>	.0522	.8593	.6173	.0771	.0817	.0634	6.722	.1283	.0788	.0702	.0000	.0000	<b>0,729</b>
<b>1989_1990</b>													

<b>Q-MIN</b>	.0000	.0000	.0000	.0000	.0040	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	43.40	.0000	.0820	.0200	62.20	.0260	.0160	21.72	27.24	.0260	.0000	.0000	<b>62.20</b>
<b>Q-MOY</b>	.1783	.0000	.0020	.0074	.9489	.0114	.0030	.1430	.2108	.0077	.0000	.0000	<b>.1260</b>
<b>APPORT</b>	.4622	.0000	.0052	.0197	2.541	.0275	.0079	.3706	.5646	.0199	.0000	.0000	<b>4.019</b>
<b>1990_1991</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0000	.0000	.0320	.0080	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	.1840	.0440	.0500	2.826	.0320	.2000	74.10	.0680	.0680	.0000	.0000	.0000	<b>74.10</b>
<b>Q-MOY</b>	.0003	.0292	.0376	.0645	.0031	.0018	1.457	.0439	.0070	.0000	.0000	.0000	<b>.1370</b>
<b>APPORT</b>	.0008	.0782	.0975	.1726	.0083	.0043	3.902	.1137	.0187	.0000	.0000	.0000	<b>4.396</b>
<b>1991_1992</b>													
<b>Q-MIN</b>	.0000	.0000	.0238	.0394	.0540	.0460	.0510	.1640	.0000	.0000	.0000	.0000	<b>.0000</b>
<b>Q-MAX</b>	12.50	.7680	.0398	.0850	.0640	.0550	6.680	69.55	2.684	.6640	.0000	.0000	<b>69.55</b>
<b>Q-MOY</b>	.0296	.0394	.0373	.0504	.0589	.0514	.2809	.8364	.1156	.0080	.0000	.0000	<b>.1257</b>
<b>APPORT</b>	.0766	.1056	.0966	.1350	.1579	.1289	.7524	2.168	.3097	.0208	.0000	.0000	<b>3.951</b>
<b>1992_1993</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	0,00	0,04	0,03	0,03	3,03	1,28	0,59	22,98	0,02	0,00	0,00	<b>22,98</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,01	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,00	0,01	0,02	0,02	0,07	0,04	0,03	0,26	0,01	0,00	0,00	<b>0,04</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,00	0,02	0,07	0,05	0,16	0,11	0,07	0,69	0,02	0,00	0,00	<b>1,19</b>
<b>1993_1994</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	0,00	0,19	0,02	0,59	0,17	0,08	0,06	0,05	0,03	0,00	0,00	<b>0,59</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,06	0,06	0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,00	0,01	0,02	0,06	0,09	0,07	0,04	0,04	0,01	0,00	0,00	<b>0,03</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,00	0,03	0,05	0,17	0,21	0,18	0,12	0,10	0,01	0,00	0,00	<b>0,87</b>
<b>1994_1995</b>													
<b>Q max m3/s</b>	32,50	1,73	5,04	0,08	0,14	5,46	61,40	0,12	0,07	0,07	0,06	0,00	<b>61,40</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,05	0,06	0,00	0,00	0,05	0,04	0,05	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,38	0,02	0,09	0,06	0,07	0,11	1,27	0,07	0,05	0,06	0,04	0,00	<b>0,18</b>
<b>Apport hm3</b>	0,97	0,05	0,24	0,17	0,19	0,26	3,40	0,19	0,13	0,15	0,11	0,00	<b>5,86</b>

<b>1995_1996</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	4,97	0,15	1,33	2,32	1,66	2,78	0,51	1,08	1,55	0,26	0,00	<b>4,97</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,04	0,07	0,12	0,18	0,23	0,29	0,37	0,23	0,05	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,08	0,06	0,18	0,23	0,28	0,46	0,36	0,48	0,37	0,12	0,00	<b>0,22</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,21	0,16	0,48	0,61	0,71	1,23	0,93	1,28	0,96	0,32	0,00	<b>6,88</b>
<b>1996_1997</b>													
<b>Q max m3/s</b>	21,00	1,12	0,10	0,21	1,96	0,21	0,72	459,94	0,02	0,00	0,00	0,00	<b>459,94</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,05	0,04	0,05	0,12	0,10	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,10	0,09	0,06	0,12	0,25	0,15	0,12	2,29	0,01	0,00	0,00	0,00	<b>0,27</b>
<b>Apport hm3</b>	0,25	0,24	0,16	0,33	0,66	0,35	0,33	5,92	0,02	0,00	0,00	0,00	<b>8,28</b>
<b>1997_1998</b>													
<b>Q max m3/s</b>	36,60	2,05	2,35	3,20	1,50	1,10	4,00	0,09	4,50	0,02	0,00	0,00	<b>36,60</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,13	0,01	0,07	0,11	0,04	0,08	0,06	0,03	0,10	0,00	0,00	0,00	<b>0,05</b>
<b>Apport hm3</b>	0,34	0,04	0,17	0,29	0,11	0,19	0,16	0,08	0,27	0,01	0,00	0,00	<b>1,66</b>
<b>1998_1999</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	0,00	1,15	0,04	4,00	2,10	9,95	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>9,95</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,00	0,02	0,01	0,25	0,26	0,38	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,08</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,00	0,04	0,03	0,68	0,63	1,03	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	<b>2,42</b>
<b>1999_2000</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	0,00	1,70	0,60	0,01	0,00	0,00	0,00	4,70	0,00	0,00	0,00	<b>4,70</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,00	0,02	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	<b>0,01</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,00	0,05	0,05	0,01	0,01	0,01	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	<b>0,18</b>
<b>2000_2001</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	7,85	5,20	0,65	0,00	0,00	0,02	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>7,85</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,14	0,18	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,03</b>

<b>Apport hm3</b>	0,00	0,38	0,47	0,08	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,97</b>
<b>2001_2002</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,50	12,50	160,60	0,07	0,03	0,03	0,14	3,80	4,04	0,01	0,00	8,50	<b>160,60</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,13	0,99	0,04	0,03	0,01	0,01	0,09	0,06	0,00	0,00	0,04	<b>0,12</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,34	2,58	0,10	0,09	0,03	0,03	0,24	0,17	0,00	0,00	0,10	<b>3,67</b>
<b>2002_2003</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	4,52	11,50	0,93	4,04	1,40	0,11	0,60	0,83	0,01	0,00	0,00	<b>11,50</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,06	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,03	0,11	0,05	0,15	0,19	0,06	0,04	0,02	0,00	0,00	0,00	<b>0,05</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,09	0,28	0,12	0,40	0,46	0,15	0,09	0,06	0,00	0,00	0,00	<b>1,65</b>
<b>2003_2004</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	1,75	11,70	6,98	1,96	0,18	3,80	0,30	2,03	0,05	0,00	0,00	<b>11,70</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,04	0,03	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,01	0,05	0,15	0,07	0,05	0,16	0,05	0,08	0,02	0,00	0,00	<b>0,05</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,02	0,14	0,40	0,18	0,12	0,42	0,12	0,22	0,06	0,00	0,00	<b>1,68</b>
<b>2004_2005</b>													
<b>Q max m3/s</b>	0,00	0,18	1,20	1,08	0,09	0,63	0,90	0,48	0,05	0,03	0,00	0,00	<b>1,20</b>
<b>Q min m3/s</b>	0,00	0,00	0,00	0,01	0,04	0,04	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>Q mens. m3/s</b>	0,00	0,00	0,03	0,06	0,05	0,08	0,11	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00	<b>0,03</b>
<b>Apport hm3</b>	0,00	0,00	0,08	0,16	0,14	0,20	0,30	0,09	0,03	0,02	0,00	0,00	<b>1,00</b>

stabilité pour fonctionnement; normale talus aval ;R=29,76m																		
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgf	U	N.tgf - U	a.Gn.dn	dn	
-1	3,010	0,000	0,890	0,000	16,069	0,100	0,995	0,625	15,989	-1,607	3,025	3,297	9,993	0,000	9,993	37,711	19,556	
0	2,976	0,000	2,390	0,000	24,682	0,000	1,000	0,625	24,682	0,000	2,976	3,244	15,426	0,000	15,426	57,922	19,556	
1	2,976	0,000	3,590	0,000	31,717	0,100	0,995	0,625	31,558	3,172	2,991	3,260	19,724	0,000	19,724	74,432	19,556	
2	2,976	0,000	4,480	0,000	36,935	0,200	0,980	0,625	36,189	7,387	3,037	3,311	22,618	0,000	22,618	86,676	19,556	
3	2,976	0,730	4,340	0,000	40,068	0,300	0,954	0,625	38,223	12,020	3,120	3,400	23,889	0,000	23,889	92,274	19,191	
4	2,976	1,400	3,930	0,000	41,293	0,400	0,917	0,625	37,846	16,517	3,247	3,539	23,654	0,000	23,654	93,436	18,856	
5	2,976	2,120	3,110	0,000	40,386	0,500	0,866	0,625	34,975	20,193	3,436	3,746	21,859	0,000	21,859	89,637	18,496	
6	2,976	2,850	1,850	0,000	36,953	0,600	0,800	0,625	29,562	22,172	3,720	4,055	18,476	0,000	18,476	80,399	18,131	
7	2,976	3,590	0,000	0,000	30,115	0,700	0,714	0,625	21,506	21,080	4,167	4,542	13,441	0,000	13,441	64,184	17,761	
8	3,670	1,920	0,000	0,000	25,983	0,800	0,600	0,625	15,590	20,786	6,117	6,667	9,744	0,000	9,744	57,981	18,596	
																		Kss= 5,80
																		Kas= 1,79

stabilité pour fonctionnement; normale talus aval ;R=31m																	
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgf	U	N.tgf - U	a.Gn.dn	dn
-4	2,140	0,000	0,570	0,000	10,076	-0,400	0,917	0,625	9,235	-4,030	2,335	2,545	5,772	0,000	5,772	23,645	19,556
-3	3,100	0,000	2,330	0,910	25,344	-0,300	0,954	0,625	24,177	-7,603	3,250	3,542	15,110	0,000	15,110	59,475	19,556
-2	3,100	0,000	3,520	1,820	32,611	-0,200	0,980	0,625	31,952	-6,522	3,164	3,449	19,970	0,000	19,970	76,530	19,556
-1	3,100	0,000	4,730	2,470	40,001	-0,100	0,995	0,625	39,800	-4,000	3,116	3,396	24,875	0,000	24,875	93,871	19,556
0	3,100	0,000	6,000	2,780	47,757	0,000	1,000	0,625	47,757	0,000	3,100	3,379	29,848	0,000	29,848	112,072	19,556
1	3,100	0,000	7,220	2,800	55,207	0,100	0,995	0,625	54,931	5,521	3,116	3,396	34,332	0,000	34,332	129,556	19,556
2	3,100	0,430	8,090	2,500	62,946	0,200	0,980	0,625	61,675	12,589	3,164	3,449	38,547	0,000	38,547	146,094	19,341
3	3,100	1,080	8,650	1,890	70,034	0,300	0,954	0,625	66,808	21,010	3,250	3,542	41,755	0,000	41,755	159,811	19,016
4	3,100	1,800	9,180	0,920	77,333	0,400	0,917	0,625	70,876	30,933	3,382	3,687	44,298	0,000	44,298	173,126	18,656
5	3,100	2,620	9,190	0,000	82,020	0,500	0,866	0,625	71,031	41,010	3,580	3,902	44,395	0,000	44,395	179,585	18,246
6	3,100	3,330	7,810	0,000	77,598	0,600	0,800	0,625	62,079	46,559	3,875	4,224	38,799	0,000	38,799	166,597	17,891
7	3,100	4,060	5,970	0,000	70,480	0,700	0,714	0,625	50,333	49,336	4,341	4,732	31,458	0,000	31,458	148,228	17,526
8	3,100	4,900	3,220	0,000	58,425	0,800	0,600	0,625	35,055	46,740	5,167	5,632	21,909	0,000	21,909	119,930	17,106
9	4,170	4,340	0,000	0,000	47,889	0,900	0,436	0,625	20,874	43,100	9,567	10,428	13,046	0,000	13,046	99,912	17,386
																K <sub>ss</sub> =	5,37
																K <sub>as</sub> =	1,69

stabilité pour fonctionnement; normale talus aval ;R=21,05m																	
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgf	U	N.tgf - U	a.Gn.dn	dn
-1	1,820	0,000	2,520	0,000	15,561	-0,100	0,995	0,625	15,483	-1,556	1,829	1,994	9,677	0,000	9,677	36,516	19,556
0	2,110	0,000	1,530	0,910	13,925	0,000	1,000	0,625	13,925	0,000	2,110	2,300	8,703	0,000	8,703	32,678	19,556
1	2,110	0,000	2,330	1,820	17,250	0,100	0,995	0,625	17,164	1,725	2,121	2,311	10,727	0,000	10,727	40,482	19,556
2	2,110	0,210	2,790	2,470	19,969	0,200	0,980	0,625	19,565	3,994	2,154	2,347	12,228	0,000	12,228	46,610	19,451
3	2,110	0,710	2,700	2,780	21,515	0,300	0,954	0,625	20,524	6,454	2,212	2,411	12,827	0,000	12,827	49,573	19,201
4	2,110	1,140	2,420	2,800	22,002	0,400	0,917	0,625	20,165	8,801	2,302	2,509	12,603	0,000	12,603	50,128	18,986
5	2,110	1,640	1,830	2,500	21,470	0,500	0,866	0,625	18,593	10,735	2,436	2,656	11,621	0,000	11,621	48,271	18,736
6	2,110	2,110	0,960	1,890	19,658	0,600	0,800	0,625	15,727	11,795	2,638	2,875	9,829	0,000	9,829	43,644	18,501
7	2,110	2,330	0,000	0,920	16,513	0,700	0,714	0,625	11,793	11,559	2,955	3,221	7,370	0,000	7,370	36,443	18,391
8	2,420	1,150	0,000	0,000	13,742	0,800	0,600	0,625	8,245	10,993	4,033	4,396	5,153	0,000	5,153	31,300	18,981
																Kss=	6,01
																Kas=	1,98

**stabilité pour Fin de construction; normale talus aval ;R=30,18m**

N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-1	4,930	0,000	1,670	0,000	16,219	0,083	0,997	0,625	16,163	-1,352	4,947	5,392	10,102	0,000	10,102	11,000	68,442	35,165
0	3,080	0,000	3,650	0,000	22,147	0,000	1,000	0,625	22,147	0,000	3,080	3,357	13,842	0,000	13,842	-6,000	90,824	34,175
1	3,080	0,000	4,870	0,000	29,549	0,083	0,997	0,625	29,446	2,462	3,091	3,369	18,404	0,000	18,404	0,000	119,018	33,565
2	3,080	0,000	5,760	0,000	34,949	0,167	0,986	0,625	34,461	5,825	3,124	3,405	21,538	0,000	21,538	6,000	138,903	33,120
3	3,080	0,000	6,370	0,000	38,651	0,250	0,968	0,625	37,423	9,663	3,181	3,467	23,390	0,000	23,390	12,000	152,198	32,815
4	3,080	0,000	6,620	0,000	40,168	0,333	0,943	0,625	37,870	13,389	3,267	3,561	23,669	0,000	23,669	17,000	157,569	32,690
5	3,080	0,000	5,580	0,000	33,857	0,417	0,909	0,625	30,778	14,107	3,388	3,693	19,236	0,000	19,236	24,000	134,928	33,210
6	3,080	0,000	5,870	0,000	35,617	0,500	0,866	0,625	30,845	17,808	3,556	3,877	19,278	0,000	19,278	30,000	141,320	33,065
7	3,080	3,600	3,300	0,000	40,203	0,583	0,812	0,625	32,654	23,452	3,792	4,133	20,409	0,000	20,409	37,000	157,034	32,550
8	3,080	3,600	0,000	0,000	20,180	0,667	0,745	0,625	15,041	13,453	4,132	4,504	9,401	0,000	9,401	44,000	82,819	34,200
9	1,740	3,600	0,000	0,000	11,400	0,750	0,661	0,625	7,541	8,550	2,631	2,867	4,713	0,000	4,713	44,000	46,788	34,200
																	Kss=	2,06
																	Kas=	1,54

stabilité pour fin de construction; normale talus aval ;R=37,06m																		
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	4,270	0,000	2,090	0,760	23,974	0,167	0,986	0,625	23,639	-3,996	4,331	4,720	14,774	2,057	12,717	11,000	99,468	34,575
-1	3,710	0,000	3,890	1,660	40,563	0,083	0,997	0,625	40,422	-3,380	3,723	4,058	25,264	3,863	21,401	-6,000	161,726	33,225
0	3,710	0,000	5,280	2,130	54,157	0,000	1,000	0,625	54,157	0,000	3,710	4,044	33,848	4,939	28,909	0,000	209,882	32,295
1	3,710	0,000	8,190	1,660	71,991	0,083	0,997	0,625	71,740	5,999	3,723	4,058	44,838	3,863	40,975	6,000	268,453	31,075
2	3,710	0,000	9,680	0,930	77,545	0,167	0,986	0,625	76,461	12,924	3,763	4,101	47,788	2,187	45,601	12,000	285,630	30,695
3	3,710	0,000	10,940	0,000	79,957	0,250	0,968	0,625	77,418	19,989	3,832	4,177	48,386	0,000	48,386	17,000	292,931	30,530
4	3,710	0,000	10,830	0,000	79,153	0,333	0,943	0,625	74,626	26,384	3,935	4,289	46,641	0,000	46,641	24,000	290,508	30,585
5	3,710	1,360	8,710	0,000	72,842	0,417	0,909	0,625	66,217	30,351	4,081	4,448	41,386	0,000	41,386	30,000	270,665	30,965
6	3,710	3,370	5,530	0,000	63,172	0,500	0,866	0,625	54,709	31,586	4,284	4,669	34,193	0,000	34,193	37,000	239,169	31,550
7	3,710	5,110	1,230	0,000	43,493	0,583	0,812	0,625	35,327	25,371	4,568	4,979	22,079	0,000	22,079	44,000	171,347	32,830
8	2,750	2,450	0,000	0,000	12,262	0,667	0,745	0,625	9,140	8,175	3,690	4,022	5,712	0,000	5,712	44,000	51,170	34,775
																	Kss=	2,58
																	Kas=	1,81

**stabilité pour fin de construction; normale talus aval ;R=24,54m**

N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgφ	P.tgφ	N.tgφ - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-1	4,270	0,000	1,370	0,000	11,524	-0,083	0,997	0,625	11,484	-0,960	4,285	4,671	7,178	0,000	7,178	-11,000	48,838	35,315
0	3,710	0,000	2,770	0,000	20,245	0,000	1,000	0,625	20,245	0,000	3,710	4,044	12,653	0,000	12,653	-6,000	84,094	34,615
1	3,710	0,000	3,740	0,000	27,335	0,083	0,997	0,625	27,239	2,278	3,723	4,058	17,025	0,000	17,025	0,000	111,951	34,130
2	3,710	0,000	4,480	0,000	32,743	0,167	0,986	0,625	32,285	5,457	3,763	4,101	20,178	0,000	20,178	6,000	132,648	33,760
3	3,710	0,000	4,930	0,000	36,032	0,250	0,968	0,625	34,888	9,008	3,832	4,177	21,805	0,000	21,805	12,000	145,000	33,535
4	3,710	0,000	5,110	0,000	37,347	0,333	0,943	0,625	35,212	12,449	3,935	4,289	22,007	0,000	22,007	17,000	149,890	33,445
5	3,710	0,000	5,090	0,000	37,201	0,417	0,909	0,625	33,818	15,501	4,081	4,448	21,136	0,000	21,136	24,000	149,348	33,455
6	3,710	0,000	4,580	0,000	33,474	0,500	0,866	0,625	28,989	16,737	4,284	4,669	18,118	0,000	18,118	30,000	135,408	33,710
7	3,710	0,290	3,410	0,000	26,881	0,583	0,812	0,625	21,833	15,680	4,568	4,979	13,646	0,000	13,646	37,000	110,158	34,150
8	3,710	1,480	0,880	0,000	16,425	0,667	0,745	0,625	12,242	10,950	4,977	5,425	7,652	0,000	7,652	44,000	68,630	34,820
9	2,750	0,820	0,000	0,000	4,104	0,750	0,661	0,625	2,715	3,078	4,158	4,532	1,697	0,000	1,697	44,000	17,528	35,590
																	Kss=	2,36
																	Kas=	1,74

stabilité vidange rapide; normale talus aval ;R=30,18m																
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-1	4,930	0,000	1,670	0,000	16,219	-0,100	0,995	0,625	16,138	-1,622	4,955	5,401	10,086	-11,000	62,282	32,000
0	3,080	0,000	3,650	0,000	22,147	0,000	1,000	0,625	22,147	0,000	3,080	3,357	13,842	-6,000	85,043	32,000
1	3,080	0,000	4,870	0,000	29,549	0,100	0,995	0,625	29,401	2,955	3,096	3,374	18,376	0,000	113,469	32,000
2	3,080	0,000	5,760	0,000	34,949	0,200	0,980	0,625	34,243	6,990	3,144	3,426	21,402	6,000	134,206	32,000
3	3,080	0,000	6,370	0,000	38,651	0,300	0,954	0,625	36,870	11,595	3,229	3,519	23,044	12,000	148,418	32,000
4	3,080	0,000	6,620	0,000	40,168	0,400	0,917	0,625	36,814	16,067	3,361	3,663	23,009	17,000	154,243	32,000
5	3,080	0,000	5,580	0,000	33,857	0,500	0,866	0,625	29,321	16,929	3,556	3,877	18,326	24,000	130,012	32,000
6	3,080	0,000	5,870	0,000	35,617	0,600	0,800	0,625	28,493	21,370	3,850	4,197	17,808	30,000	136,769	32,000
7	3,080	3,600	3,300	0,000	40,203	0,700	0,714	0,625	28,711	28,142	4,313	4,701	17,944	37,000	154,380	32,000
8	3,080	3,600	0,000	0,000	20,180	0,800	0,600	0,625	12,108	16,144	5,133	5,595	7,568	44,000	77,492	32,000
9	1,740	3,600	0,000	0,000	11,400	0,900	0,436	0,625	4,969	10,260	3,992	4,351	3,106	44,000	43,778	32,000
															Kss=	1,71
															Kas=	1,31

stabilité pour vidange rapide; normale talus aval ;R=37,06m																
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	4,270	0,000	2,090	0,760	1,820	-0,200	0,980	0,625	23,490	-4,795	4,358	4,750	14,681	-11,000	90,967	31,620
-1	3,710	0,000	3,890	1,660	1,820	-0,100	0,995	0,625	40,360	-4,056	3,729	4,064	25,225	-6,000	151,723	31,170
0	3,710	0,000	5,280	2,130	1,820	0,000	1,000	0,625	54,157	0,000	3,710	4,044	33,848	0,000	201,043	30,935
1	3,710	0,000	8,190	1,660	1,820	0,100	0,995	0,625	71,630	7,199	3,729	4,064	44,769	6,000	269,274	31,170
2	3,710	0,000	9,680	0,930	1,820	0,200	0,980	0,625	75,979	15,509	3,787	4,127	47,487	12,000	293,447	31,535
3	3,710	0,000	10,940	0,000	1,820	0,300	0,954	0,625	76,274	23,987	3,889	4,239	47,671	17,000	307,036	32,000
4	3,710	0,000	10,830	0,000	1,820	0,400	0,917	0,625	72,545	31,661	4,048	4,412	45,341	24,000	303,948	32,000
5	3,710	1,360	8,710	0,000	1,820	0,500	0,866	0,625	63,083	36,421	4,284	4,669	39,427	30,000	279,712	32,000
6	3,710	3,370	5,530	0,000	1,820	0,600	0,800	0,625	50,538	37,903	4,638	5,055	31,586	37,000	242,581	32,000
7	3,710	5,110	1,230	0,000	1,820	0,700	0,714	0,625	31,061	30,445	5,195	5,663	19,413	44,000	167,015	32,000
8	2,750	2,450	0,000	0,000	1,820	0,800	0,600	0,625	7,357	9,810	4,583	4,996	4,598	44,000	47,087	32,000
															Kss=	2,05
															Kas=	1,46

stabilité pour vidange rapide; normale talus aval ;R=24,54m																
N°	b	h1	h2	h3	Gn	sin α°	cos α°	tgφ°	N	Tn	dl	Fc	N.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-1	4,270	0,000	1,370	0,000	11,524	-0,100	0,995	0,625	11,467	-1,152	4,292	4,678	7,167	-11,000	44,253	32,000
0	3,710	0,000	2,770	0,000	20,245	0,000	1,000	0,625	20,245	0,000	3,710	4,044	12,653	-6,000	77,741	32,000
1	3,710	0,000	3,740	0,000	27,335	0,100	0,995	0,625	27,198	2,733	3,729	4,064	16,998	0,000	104,965	32,000
2	3,710	0,000	4,480	0,000	32,743	0,200	0,980	0,625	32,081	6,549	3,787	4,127	20,051	6,000	125,733	32,000
3	3,710	0,000	4,930	0,000	36,032	0,300	0,954	0,625	34,372	10,810	3,889	4,239	21,483	12,000	138,362	32,000
4	3,710	0,000	5,110	0,000	37,347	0,400	0,917	0,625	34,230	14,939	4,048	4,412	21,393	17,000	143,414	32,000
5	3,710	0,000	5,090	0,000	37,201	0,500	0,866	0,625	32,217	18,601	4,284	4,669	20,136	24,000	142,853	32,000
6	3,710	0,000	4,580	0,000	33,474	0,600	0,800	0,625	26,779	20,084	4,638	5,055	16,737	30,000	128,540	32,000
7	3,710	0,290	3,410	0,000	26,881	0,700	0,714	0,625	19,197	18,817	5,195	5,663	11,998	37,000	103,222	32,000
8	3,710	1,480	0,880	0,000	16,425	0,800	0,600	0,625	9,855	13,140	6,183	6,740	6,159	44,000	63,072	32,000
9	2,750	0,820	0,000	0,000	4,104	0,900	0,436	0,625	1,789	3,694	6,309	6,877	1,118	44,000	15,760	32,000
															Kss=	1,94
															Kas=	1,48