

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

**DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR**  
**D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques**

## **THEME**

**ETUDE DE L'EXECUTION DE LA RETENUE COLLINAIRE**  
**GLIB ETTIR SUR OUED GLIB ETTIR**  
**COMMUNE BOUFATIS (W.ORAN)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> TOUTAOUI Ahmed**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup> BENSALAH. M.D**

**Devant le jury composé de :**

**Président : M<sup>r</sup> M. HASSANE**

**Examineurs: M<sup>me</sup> A. ADDOU**

**M<sup>r</sup> A. HADJ SADOK**

**M<sup>r</sup> A. HEBBOUCHE**

**Octobre 2011**

# Remerciement

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »*

*Je remercie fortement mon promoteur : M<sup>r</sup> BENSALAH mehamed draïdi de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Mes remerciements vont également à :*

 *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*Je tiens à remercier aussi :*

 *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*

 *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*

 *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

# Dédicace

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

*Ma mère;*

*Mon père.*

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

*Je le dédie également à*

*Mes frères et mes sœurs: Nouredine, Mohammed et surtout ma grande sœur fatima et ma cousine elhadja zineb*

*Mes amis à Ain Merane et à ENSH.*

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

ahmed  
ahmed

## ملخص :

في هذا العمل قمنا بدراسة معمقة لوادي اقليدب اتير الواقع بولاية وهران من اجل انجاز سد به ذه المنشأة مخصصة لسقي ما يقارب 16 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية توصلنا للخصائص الهندسية و الهيدروليكية لهذه المنشأة, وكذلك الفحوصات الضرورية لانجاز سد وذلك باحترام التنظيمات الجاري بها القانون .

## Résumé :

Dans ce présent travail nous avons réalisée l'étude approfondie de la retenue collinaire de la vallée GLIB ETTIR située dans la wilaya d'Oran pour la réalisation d'un barrage en terre.

Cet ouvrage est destiné à l'irrigation d'environ 16 hectares de terre agricoles à proximité.

L'étude géologique et hydrologique, permet d'aboutir à la caractéristique géométrique et hydraulique de notre ouvrage. Ainsi les vérifications nécessaires à la réalisation d'un tel ouvrage dans le respect de la réglementation en vigueur

## Summary:

In this present work we conducted a comprehensive study of the dam located in the valley of GLIB ETTIR in Oran for the realization of an earth dam.

This last is intended to irrigate approximately 16 hectares of farmland nearby.

the geological and hydrological allows us to obtain the geometric and hydraulic characteristics of our work, and make all investigations necessary to carry out this work in accordance with norms and regulations.

## Sommaire :

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

### Chapitre I : Etude topographique

I Introduction.....	3
I.1 Situation géographique du site.....	4
I.2 Documentation topographique.....	4
I.3 Choix du site du barrage.....	5
I.4 Implantation de l'évacuateur de crue.....	5
I.5 Caractéristiques morphologiques.....	6
I.6 Conclusion.....	6

### Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	7
II.1 ETUDE GEOLOGIQUE.....	7
II.2 Etude et reconnaissances réalisées sur le site.....	7
II.3 Reconnaissance géologiques et géotechniques.....	7
II.4 Géologie de la région.....	9
Tectonique locale.....	10
II.5 Technologique générale.....	10
II.6 Hydrogéologique.....	11
II.7 Prospection géophysique.....	11
II.8 ETUDE DE SISMICITE.....	11
II.9. ETUDE GEOTECHNIQUE.....	12
II.9.1. Recherches effectuée et etude de fondation.....	12
II.9.2. Zone d'emprunte.....	18
II.10. Conclusion et recommandations.....	23

### Chapitre III : Etude hydrologique

III Introduction.....	25
III.1 bassin versant.....	25
III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant.....	25
III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	26
III.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année.....	45
III.3 Précipitations maximales journalières.....	47
III.3.1 Choix de la loi d'ajustement.....	48
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	48
III.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	51
III.3.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	52
III.3.5 Etudes des apports.....	57
III.4 Irrégularité des apports.....	60
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports.....	60
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	61
III.5 Etude des crues.....	61
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	62

III.5.2 Estimation de la crue de projet.....	68
III.5.3 Transport solide.....	70
III.5.4 Formules empiriques.....	71
III.5.5 Calcul du volume mort.....	72
III.6 Régularisation .....	73
III.6.1 Répartition des besoins .....	73
III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ ( $Hm^3$ ).....	73
III.6.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface ».....	74
III.6.4 Calcul du volume utile .....	77
III.7 Laminage des crues.....	84
III.7.1 Procédés de calcul.....	84
III.8 Etude d'optimisation.....	89
III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue .....	89
III.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues .....	89
III.8.3 Coût total du barrage.....	91
III.8.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=8$ mètres .....	93
Conclusion.....	98

## Chapitre IV : Etude des variantes digue

Introduction .....	100
IV.1 Choix du type de barrage .....	100
IV.2 Variantes à proposer .....	101
IV.3 Définition de profil général du barrage.....	102
IV.3.1 Hauteur de barrage.....	102
IV.3.2 Largeur en crête .....	103
IV.3.3 Longueur en crête .....	104
IV.3.4 Fixation du choix définitif du type de barrage.....	104
IV.3.5 Pentes des talus .....	104
IV.4 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de protection des talus.....	105
IV.5 Etude Technico-économique .....	108
IV.5.1 Barrage homogène en argile .....	109
IV.5.2 Barrage zoné a noyau d'argile .....	113
IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton .....	114
IV.6 Estimation du coût des différentes variantes .....	116
IV.7 Comparaison financière des trois variantes .....	116

## Chapitre V : Etude de la variante choisie

Introduction.....	117
V.1 Conception de la digue .....	117
V.2 Classification de l'ouvrage.....	118
V.2.1 Dimensionnement de la digue (homogène en argile).....	118
V.3 Protection de la Crête .....	121
V.4 Protection des talus .....	121
V.4.1 Conclusion.....	123
V.5 Drainages.....	123

V.5.1 Prisme de drainage .....	124
V.5.2 Tapis de drainage .....	124
V.6 Clé d'étanchéité.....	125
V.7 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre .....	125
V.7.1 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	127
V.7.2 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage .....	127
V.7.3 Calcul des fuites à travers la fondation .....	128
V.7.4 Calcul des filtres.....	129
V.8 Volume des travaux.....	131

## Chapitre VI : Etude de stabilité de la digue

VI.1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes .....	132
VI.2 Méthode de FELLENIUS .....	133
VI.3 Ordre de calcul.....	135
VI.3.1 Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV.....	135
VI.3.2 Efforts agissants sur une partie de glissement .....	136
VI.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche .....	137
VI.4 Classement des forces .....	138
VI.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	140
a.Retenue pleine (fonctionnement normal).....	140
b.Retenue vide (fin de construction).....	140
c.Calcul du $K_s$ pour le cas de vidange rapide.....	141
Conclusions et recommandations.....	142

## Chapitre VII : Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction .....	143
VII.1 Ouvrage de Prise d'eau.....	143
VII.2 Ouvrage de vidange.....	144
VII.2.1 Conduite de vidange en charge.....	144
VII.2.2 Conduites à écoulement libre .....	144
VII.2.3 Choix de la variante.....	145
VII.3 Ouvrage d'évacuateur de crues .....	145
VII.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	146
VII.3.2 Différents types des évacuateurs de crues .....	146
VII.3.3 Choix de la variante.....	146

## Chapitre VIII : Etude des ouvrages annexes

Introduction .....	147
VIII.1 Dimensionnement hydraulique .....	147
VIII.1.1 Canal d'aménée.....	148
VIII.1.2 Déversoir.....	148
VIII.1.3 Chenal d'écoulement.....	149
VIII.1.4 Calcul du convergent.....	150
VIII.1.5 Coursier .....	151
VIII.1.6 Dissipateur d'énergie .....	153
VIII.1.7 Canal de restitution .....	155

VIII.2 Conception de l'évacuateur de crues.....	155
III.2.1 Hauteur des murs bajoyers.....	155
VIII.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	156
VIII.4 Dimensionnement de la prise d'eau.....	158
Conclusion .....	159
VIII.5 Calcul des volumes de travaux.....	159

## Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction .....	160
IX.1 Travaux de préparation .....	160
IX.2 Travaux de réalisation.....	161
IX.3 Moyen de réalisation du barrage en terre.....	162
IX.4 Enchaînement des opérations de réalisation .....	163
IX.5 Mode d'exécution des travaux.....	163
IX.6 Devis estimatif.....	166
IX.7 Planification .....	166
IX.7.1 Définition de la planification .....	166
IX.7.2 Techniques de la planification .....	167
IX.7.3 Paramètres de la méthode C.P.M.....	168
IX.8 Délai de construction et programme des travaux.....	169
IX.9 Détermination des chemins critiques.....	169
CONCLUSION.....	174

## Chapitre X : Protection et sécurité de chantier

Introduction .....	175
X.1 Causes des accidents de travail .....	175
X.2. Conditions dangereuses dans le chantier.....	176
X.3. Actions dangereuses.....	176
X.4. Mesures préventives.....	176
X.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	176
Conclusion.....	178
Conclusion générale.....	179

## La liste des tableaux :

Tableau II.1: Caractéristique géotechnique de sol 1.....	16
Tableau II.2 : Caractéristique géotechnique de sol 2.....	16
Tableau II.3 : Caractéristique géotechnique de sol 3.....	17
Tableau II.4 : Caractéristique géotechnique des feuille 1 .2.3.et 4.....	23
Tableau III.1 : Calcul des surfaces cumulées. ....	32
Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne. ....	34
Tableau III.3 : Détermination des altitudes. ....	35
Tableau III.4 : détermination de la pente M.Roche $I_p$ . ....	37
Tableau III.5 : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant. ....	41
Tableau III.6 : Températures moyenne mensuelle. ....	42
Tableau III.7 : Répartition mensuelle du vent. ....	43
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation. ....	44
Tableau III.9 : Station pluviométrique. ....	45
Tableau III.10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle. (Voir Annexe B.1).....	45
Tableau III.11 : Caractéristiques de la série avec $n=33$ ans. ....	47
Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel. ....	50
Tableau III.13 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton. ....	51
Tableau III.14 : Pluies maximales journalières fréquentielle. ....	52
Tableau III.15: Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités... 54	54
Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats. ....	58
Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats. ....	60
Tableau III.18: Apports fréquentsiels. ....	60
Tableau III.19: Répartition mensuelle des apports. ....	61
Tableau III.20 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER). ....	62
Tableau III.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY). ....	63
Tableau III.22 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA). ....	63
Tableau III.23 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENTI). ....	64
Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Alexeev).....	64
Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de débit de crue. ....	64
Tableau III.26 : Débits fréquentielles calculés. ....	65
Tableau III.27 : Débits fréquentielles pour la construction des hydrogrammes de crue. ....	66
Tableau III.28 : Catégories des dommages résultant des crues. ....	69
Tableau III.29: Crue de projet recommandée.....	70
Tableau III.30 : Choix de la crue de projet.....	70
Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins.....	74
Tableau III.32: Répartition mensuelle des apports.....	74
Tableau III.33 : Courbes topographiques et volumétriques. ....	75
Tableau III.34: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en ( $Hm^3$ ). ....	79
Tableau III.35: Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologique.....	80
Tableau III.36 : Régularisation saisonnière avec les pertes (La première approximation). ....	82
Tableau III.37 : Régularisation saisonnière avec les pertes (La deuxième approximation). ....	83
Tableau III.38 : Données initiales.....	86
Tableau III.39 : 1 <sup>ère</sup> étape de calcule. ....	87

Tableau III.40 : 2 <sup>ème</sup> étape de calcul.....	87
Tableau III.41 : 3 <sup>ème</sup> étape de calcul.....	87
Tableau II.42 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	88
Tableau III.43 : Différentes largeurs en crête.....	88
Tableau III.44 : Coût et volume de la digue.....	88
Tableau III.45 : Coût de déversoir.....	89
Tableau III.46 : Coût de coursier.....	90
Tableau III.47 : Coût Totale du Retenue.....	91
Tableau III.48 : Caractéristiques de la retenue.....	93
Tableau III.49 : Volumes et débit déversant.....	94
Tableau III.50 : Laminage.....	96
Tableau IV.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	103
Tableau IV.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	105
Tableau IV.3: Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	106
Tableau IV.4: Volume de recharge (Argile).....	109
Tableau IV.5: Volume d'encrochement (Rip Rap) talus amont (e=0,4m).....	110
Tableau IV.6: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).....	110
Tableau IV.7: Volume de sable, talus amont (e=0,2m).....	111
Tableau IV.8 : Volume d'encrochement, talus aval (e=0,4m).....	111
Tableau IV.9: Volume d'encrochement.....	112
Tableau IV.10: Volume de gravier (e=0,4m).....	112
Tableau IV.11: Volume de sable (e=0,3m).....	112
Tableau IV.12: Volume de noyau.....	113
Tableau IV.13: Volume de la recharge (alluvions).....	113
Tableau IV.14: Volume du sable.....	114
Tableau IV.15: Volume de la recharge (encrochement).....	115
Tableau IV.16: Volume du masque en béton (e=0,4).....	115
Tableau IV.17: Coût des différentes variantes.....	116
Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	118
Tableau V.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	120
Tableau V.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	121
Tableau V.4 : Valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids.....	122
Tableau V.5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	123
Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	126
Tableau V.7 : Gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986).....	128
Tableau V.8 : Récapitulatif des résultats de la 1 <sup>ère</sup> couche de filtre.....	130
Tableau V.9 : Récapitulatif des résultats de la 2 <sup>ème</sup> couche de filtre.....	130
Tableau VI.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	133
Tableau VI.2: valeurs de $K_1$ , $K_2$ en fonction de pente de talus.....	136
Tableau VI.3 : Rayons des cercles de glissement.....	136
Tableau VI.4 : Caractéristique géotechnique des sols.....	139
Tableau VI.5 : Caractéristique géotechnique des sols.....	140
Tableau VI.6 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	141
Tableau VII.1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$ .....	145
Tableau VIII.1 : Coordonnées de profil de Greager.....	148
Tableau VIII.2 : Caractéristique du canal.....	152
Tableau VIII.3: Calcul de la ligne d'eau.....	152
Tableau IX.1: Devis estimatif et quantitatif.....	166
Tableau IX.2: Symboles des opérations.....	170
Tableau IX.3: Détermination des chemins critiques.....	172

Tableau IX.4: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire. ....	173
Tableau X.1: Plan de sécurité.....	177

## La liste des figures :

Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage.....	3
Figure II.1 : Carte géologique.....	7
Figure II.2 : Carte des zones sismiques .....	11
Figure II.3 : Coupe geologique de l'axe de la digue .....	15
Figure III.1 : Bassin versant de la retenue GLIB ETTIR.....	26
Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant.....	30
Figure III.3 : Topographie du bassin versant.....	32
Figure III.4 : Courbe hypsométrique.....	33
Figure III.5 : Rectangle équivalent.....	36
Figure III.6 : Répartition mensuelle du vent.....	43
Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	43
Figure III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	44
Figure III.9 : Répartition mensuelle de la precipitation.....	46
Figure III.10 : Ajustement avec loi de Gumbel.....	49
Figure III.11 : Ajustement avec loi de Galton.....	51
Figure III.12: Courbes intensités pour les différentes fréquences.....	52
Figure III.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne annuel.....	58
Figure III.14: Hydrogramme des crues Probables.....	68
Figure III.15 : Courbes (Hauteurs-Capacités-Surfaces).....	77
Figure III.16 : $q_{lam}=F(H)$ .....	84
Figure III.17 : $q_{lam}=F(V_f)$ .....	84
Figure III.18 : Courbe d'optimisation.....	92
Figure III.19 : Courbe des débits déversants .....	95
Figure III.20 : Hydrogramme de débits entrant et sortant .....	99
Figure V.1 : Calcul les infiltrations à travers le corps de la digue.....	126
Figure VI.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.....	134
Figure VI.2 : Forces qui agissent sur une tranche.....	137
Figure VIII.1: Profil de Greager .....	149
Figure VIII.2 : Ligne d'eau dans le coursier.....	153
Figure IX.1: Réseau à nœuds.....	171

## La liste des planches :

- Planche N°01 : Plan d'aménagement.
- Planche N°02 : Profil en long suivant l'axe de la digue et Coupe géologique
- Planche N°03 : Coupe en travers de la digue.
- Planche N°04 : Coupe type de la digue.
- Planche N°05 : profil et vue en plan de l'évacuateur des crues
- Planche N°06 : Schémas de calcul de stabilité.
- Planche N°07 : Coupe en travers de l'évacuateur des crues.

# INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une matière nécessaire pour la vie des êtres vivants. Le manque de cette matière pose un problème majeur dans le monde. Ce manque est dû à plusieurs facteurs : la croissance démographique qui a engendré une grande demande en eau potable, le changement climatique, le réchauffement de la terre, la mauvaise gestion des ressources disponibles...etc. Il devient très difficile de trouver une source d'eau permanente qui nous assure la quantité suffisante. Parmi les solutions à adopter, la mobilisation des ressources en eau par l'édification des barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau par la création d'un lac artificiel.

Le présent rapport traite l'étude de faisabilité de la retenue collinaire de Boufatis sur oued Glib Et-Tir, dont les eaux régularisées sont destinées à l'irrigation des terres agricoles. Il est destiné à proposer l'ensemble des variantes d'aménagement techniquement réalisables de la retenue, pour cela on a contaminé les chapitre suivants :

- Etude topographique, géologique et géotechnique ; le but de cette investigation est de reconnaître la situation géographique et les coordonnées Lambert de l'axe de la digue et de reconnaître les sols en place et de déterminer leurs caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques, ainsi que la perméabilité des différentes formations géologique en vue d'une adaptation correcte du projet au site.
- Etude hydrologique elle a pour objet de définir les principaux éléments hydrologiques de faisabilité de barrage et de pouvoir déterminer les paramètres de projet nécessaires pour le dimensionnement de la retenue au site prévu au sud-ouest du chef lieu de la commune de boufatis.

- Etude des variantes de la digue ; dans ce chapitre on va proposer des variantes différentes et on essayé de choisir la variante la plus adoptée a notre site en fonction de sol en place et sa facilité de leur réalisation avec un cout minimum.
- Etude de la variante choisie de la digue : une fois on fixe la variante la plus favorable, on calcul ses caractéristiques géométriques comme la hauteur, le tapis de drainage,.....etc. et hydrauliques comme le débit de fuite a travers la digue...etc.
- Etude de la stabilité : pour les talus de la digue on utilisant des méthodes de calcul les courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB,SPENCER et JANBU ....etc.
- Etudes des variantes des ouvrages annexes ; dans ce chapitre on va voir et tester la possibilité de différentes variantes des ouvrages annexes a mettre en place sur notre retenue pour son exploitation dans un état stable et sécurisé.
- Etude des ouvrages annexes : dans ce chapitre on va dimensionner l'ouvrage de vidange, de prise d'eau et l'évacuateur de crue bien définie dans le chapitre précédent.
- Chapitre organisation de chantier : on va savoir le temps de réalisation et le devis estimatif de notre projet.
- Chapitre protection et sécurité de travail explique comment achever notre travail sans risques et sans accidents et les précautions nécessaires à prendre.

# Chapitre I: Etude topographique

## Introduction

Avant de commencer l'étude de l'avant projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

## I.1 Situation géographique du site <sup>[1]</sup>

La présente étude concerne le site N°02 prévu pour la construction d'une retenue collinaire. Ce site est d'accès assez facile. Il se trouve dans la localité de boufatis au Sud Est de la wilaya d'Oran. Elle est limitée au Nord par la Wilaya de Mostaganem, Nord-Ouest par sabkha d'Oran et au Sud Est par la Wilaya de Mascara.

Il s'agit d'oued GUELB EL-Thér. Le site de la retenue collinaire de Glib Et Tir sur la carte topographique d'état major SIG NI-30-XXIV-4-OUEST, à l'échelle 1/50.000<sup>e</sup>, et a pour coordonnées Lambert suivant :

$$\text{Coordonnées Lambert : } \begin{cases} X = 221,57 \text{ km} \\ Y = 263,66 \text{ km} \\ Z = 125 \text{ m.NGA} \end{cases}$$

L'altitude de l'axe du site au niveau du lit de l'oued est de 125.00 m.

Le plan de situation de l'ouvrage est montré de la figure I.1.

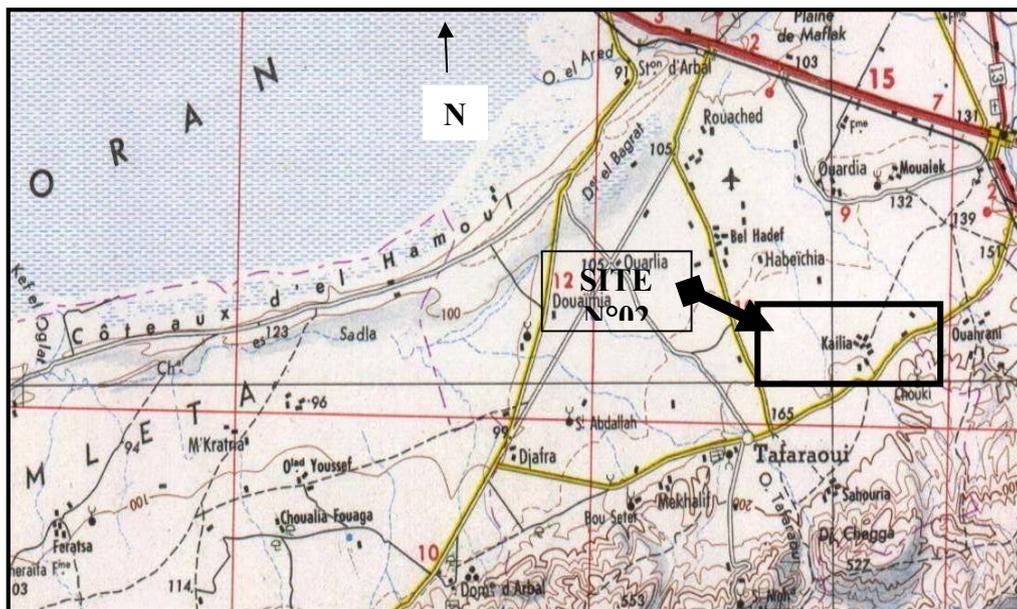


Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage

## I.2 Documentation topographique <sup>[1]</sup>

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

Pour réaliser des travaux de l'étude de faisabilité de la Retenue collinaire et pour justifier les conceptions de l'étude, on s'est approprié documents cartographiques suivant:

- Carte d'état major SIG NI-30-XXIV-4-OUEST, à l'échelle 1/50.000°;
- Levé topographique du site du barrage. Ech1/500 ;

### **I.3 Choix du site du barrage** <sup>[3]</sup>

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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 du barrage et 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.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{X= 221,57 Km.} \\ \mathbf{Y= 263,66 Km.} \\ \mathbf{Z= 125,00 m. NGA} \end{array} \right.$$

### **I.4 Implantation de l'évacuateur de crue**

Pour des raisons topographiques (pente douce), nous proposons que l'évacuateur de crue de surface soit implanté sur la rive droite.

## **I.5 Caractéristiques morphologiques<sup>[1]</sup>**

L'oued est du au creusement par érosion de la plaine qu'il traverse .il a une forme géométrique en V.il est assez large et évasé par endroit. L'axe choisi pour la digue présente une topographie assez régulière.

L'oued est encadré par deux (02) monticules dont l'altitude maximale est de 327m avec un niveau de l'oued de l'ordre de 125m, par contre l'altitude moyenne est de 226,07m.

### **Climat**

En effet, le bassin subit dans l'année deux grandes saisons caractéristiques aux termes des températures qui semblent partager le cycle climatique en deux périodes nettement inégales et irrégulières. Un semestre continental froid s'étend de novembre à mars dont la température moyenne avoisine les 8-10°C, et un semestre modéré à sec et chaud à l'intérieur des continents; la température moyenne est estimée à 17.4°C sous l'influence du régime marin. En période estivale sévère, les maxima absolus peuvent atteindre les 40°C, voire 45°C en temps de sirocco. La proximité de l'influence de la mer fait que les températures saisonnières, régulées en tous les mois de l'année, ne s'abaissent jamais en dessous de 0°C, d'où l'absence d'observation des phénomènes de gelée et de verglas

En ce que concerne la pluviométrie, la région d'étude caractérisée de pluie moyenne annuelle de (329,01 mm).

- Le mois le plus pluvieux est février avec une moyenne de 45mm.
- Le mois le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 03 mm.

### **I.6 Conclusion**

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique, on a constaté que oued GLIB ETIR peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.

# Chapitre II: Etude Géologique et Géotechnique

## Introduction

L'établissement d'un projet nécessite absolument une étude géotechnique et géologique pour justifier le choix de site.

### II.1 ETUDE GEOLOGIQUE <sup>[1]</sup>

L'étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de la fondation de la digue et de la cuvette et de rechercher les zones d'emprunts.

### II.2 Etude et reconnaissances réalisées sur le site <sup>[1]</sup>

Le site étudié se trouve à localité de boufatis au sud Est d'Oran, il est localisé sur la carte d'état major de SIG NI-30-XXIV-4-OUEST, à l'échelle 1 /50.000<sup>e</sup>, dont les coordonnées Lambert sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X= 221,57 \text{ Km.} \\ Y= 263,66 \text{ Km.} \\ Z= 125,00 \text{ m. NGA} \end{array} \right.$$

- **Les antécédents**

Les informations sont issues de la note explicative de la carte géologique au 1/50.000<sup>e</sup> ORAN service de la carte géologique de l'Algérie (Figure II.1).

### II.3 Reconnaissance géologiques et géotechniques <sup>[1]</sup>

Trois sondages électriques verticaux (s.e.v) AB/2=150m de reconnaissance ont été réalisés sur l'axe du site. La foreuse est de marque atlas copco sur chenille.

L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les 150 m à l'aide d'un carottier de type T6 de 101 mm de diamètre.

Le taux de récupération est acceptable a bon. le fluide de forage est l'eau clair.

Les sondages ont atteint les profondeurs respectives de :

S1 =15 m      rive droite

S2 = 12 m      lit d'oued

S3 = 15 m      rive gauche

Des fouilles à l'aide de la pelle mécanique ont été réalisées pour la recherche des zones d'emprunts aux alentours immédiats et sur l'axe de la digue.

Une campagne de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

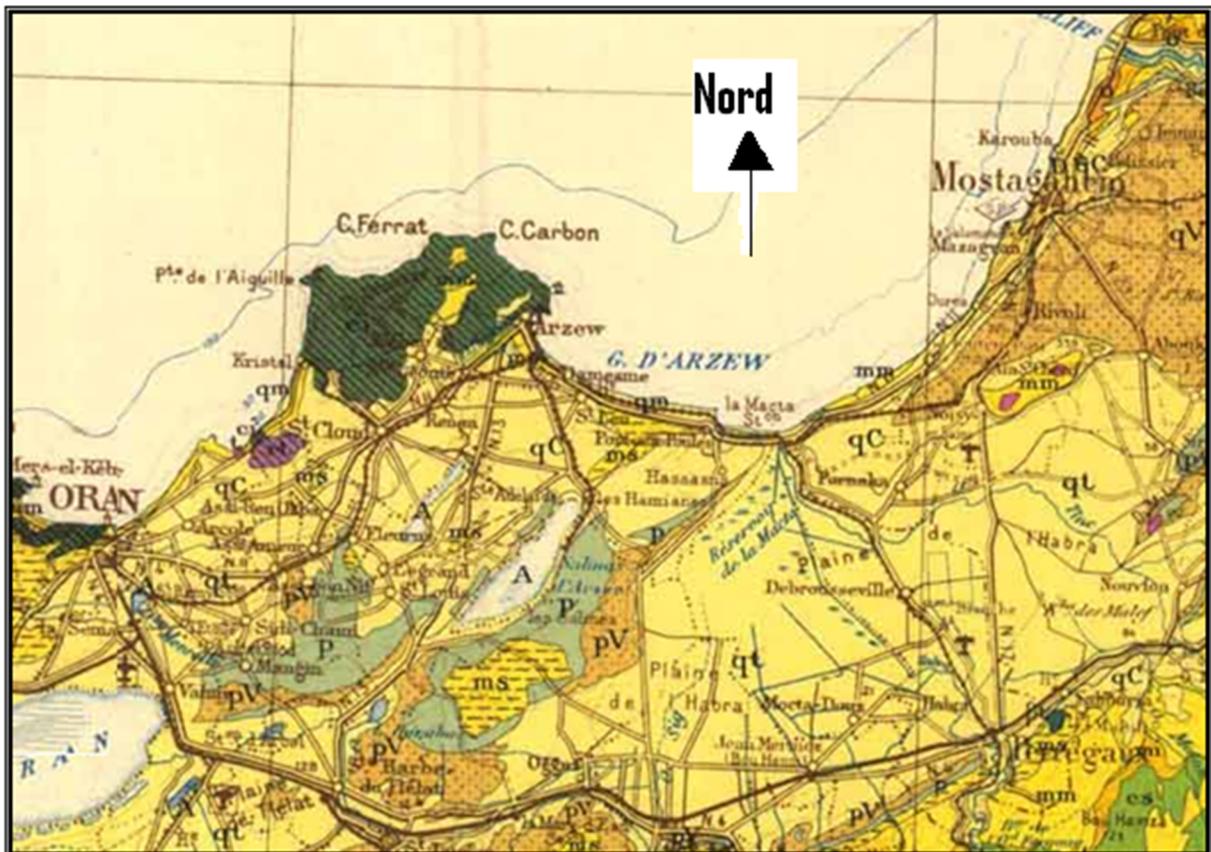


Figure II.1. Carte géologique

Carte géologique écha : 1/50.000° ORAN service de la carte géologique de l'Algérie

**Légende :**

<p><b>e''</b> Eocène moyen : marnes, calcaires gréseux</p> <p><b>C<sup>9</sup></b> Danien : argiles feuilletées</p> <p><b>C<sub>1v</sub></b> Crétacé inférieur : argiles schisteuses avec grès</p> <p><b>P<sup>1</sup></b> Pliocène inférieur calcaire sableux, marnes</p> <p><b>e<sup>1</sup></b> Eocène moyen : grès micacés</p> <p><b>C<sup>3-1</sup></b> Albien : argiles feuilletées</p>	<p><b>C<sup>8-7</sup></b> Sénonien : marnes feuilletées</p> <p><b>S</b> Schistes de la chiffa</p> <p><b>C<sup>4-5</sup></b> Cénomanién : calcaires et marnes</p> <p><b>a<sup>2</sup></b> Alluvions récentes : dépôts limoneux</p> <p><b>q<sup>1</sup></b> Mimions anciennes : dépôts caillouteux</p> <p><b>q''</b> Alluvions anciennes blocs et débris</p>
---	--

## II.4 Géologie de la région <sup>[1]</sup>

Géomorphologiquement le site se présente comme étant le meilleur dans la zone d'étude alors l'ancrage de la digue est assuré par des berges plus au moins stable. Il se situe au pied d'une colline.

Géologiquement le site se caractérise par l'affleurement sur les deux rives des formations sédimentaires récentes typiques pour la zone d'étude, ces dernières sont représentées par des Argile limoneuse et sable) qui sont de bons sols pour l'assise de la digue

Au point de vue structural aucune faille ou contact anormal n'a été détecté dans la zone d'étude.

Le lit de l'Oued est formé par de matériaux argileux limoneux.

L'accès au site est assez facile.

Le site est situé dans la chaîne de l'ATLAS en Afrique du nord, dans la région du littoral Oranais.

Cette région est limitée au nord par la mer méditerranée et au sud par le craton du sahara. Elle représente un bassin sédimentaire d'âge tertiaire entouré par des sédiments plus anciens d'âge mésozoïques.

Les reliefs de la région sont constitués par des formations d'âge crétacé jurassique et trias. Ce sont principalement des calcaires, des schistes, des dolomies et conglomérats.

L'ensemble de ces roches a subi un métamorphisme faible.

Les marnes sont venues se déposer au miocène. Durant cet age géologique les failles se sont fournées.

**Le miocène** : Il est légèrement développé dans la région.

**a – Miocène inférieur** : représenté par une série monotone d'argile et de marne de grès et de conglomérats.

**b - Miocène supérieur** : Débute par des grès glauconieux et des marnes à faible intercalation de calcaire.

Le miocène supérieur est transgressif sur le miocène inférieur. Il est représenté par des grès, marnes, et marne grises verdâtre.

Leurs épaisseurs s'élèvent à 100 – 300 m caractérisé par une alternance de marnes à tripolis.

### **Le paléogène :**

Représenté par l'oligocène, il affleure sur le côté N.E sur une surface réduite caractérisé par des marnes, argiles marneuses, sables bruns, grès et calcaires marneux).

### **Le quaternaire :**

Il est représenté par des grès calcaires évoluant à travers toute la zone nord de la région d'Oran et jusqu'à la mer méditerranée par des différentes roches continentales rubéfiées, sableuses et argileuses ainsi que par des sables marins côtiers.

Les roches les plus anciennes rencontrées sur le site sont les marnes d'âges miocènes supérieures et éventuellement pliocènes. Les marnes ou argiles constituent des dépôts très épais.

Les dépôts pléistocène et récents qui recouvrent les marnes se composent de sédiments non consolidés et par un niveau de grès à ciment calcaire au siliceux de calcaires.

Ces roches sont généralement coquillées et contiennent quelques niveaux de coquillages cimentés.

### **Tectonique :**

Les caractéristiques structurelles générales ainsi que les failles inversées ne sont pas bien définies.

Les alignements des failles qui bordent le horst en surrection du djebel orousse pour s'étendre d'Oran à Arzew et pourraient éventuellement se prolonger au delà de ces deux villes en direction de Mostaganem.

Il est généralement admis que le développement des failles en relation avec la chaîne de l'Atlas côtier s'est produit avant la fin du tertiaire.

Des témoins de mouvements de surface post tertiaire ont été décrits dans cette région

## **II.5 Technologique générale <sup>[1]</sup>**

Généralement la géologie structurale de la région étudiée est caractérisée par un grand nombre d'accidents (fissure, faille principale et secondaire); La retenue collinaire sera implantée et réalisée sur la deuxième zone sismique a (IIa) ou le

coefficient de l'accélération sismique est de  $a=0,25$  (voir figure II.2.) dans une région d'Activité sismique.

## **II.6 Hydrogéologique <sup>[1]</sup>**

Les réseaux hydrographiques sont caractérisés par leurs densités et par l'existence des Oueds, qui sont d'origine pluviale et sont alimentés par ruissellement.

En été, lorsque l'évaporation excède l'alimentation en eau, la lame d'eau disparaît progressivement et on voit apparaître à la surface des taches, ce sont les inflorescences salines.

Dans cette zone, l'hydrologie de surface prend une autre forme, à part quelques Oueds temporaire, on ne rencontre pas des oueds permanents, malgré cela l'hydrologie de surface est caractérisée par des crues lors des fortes pluies hivernales.

## **II.7 Prospection géophysique <sup>[1]</sup>**

On peut programmer 03 sondages électriques verticaux (s.e.v) ont été programmé  $AB/2=150m$  comme suit :

- Le premier (s.e.v) est réalisé sur la rive gauche ;
- Le second (s.e.v) est réalisé sur la rive droite ;
- Le troisième (s.e.v) est réalisé sur le lit de l'oued.

Ces trois sondages nous ont permis de :

- Déterminer la présence ou l'absence de failles ;
- Déterminer l'épaisseur de la formation alluvionnaire de l'oued ;
- Reconnaître la formation géologique de la cuvette.

Le principe de la prospection électrique consiste à injecter à l'aide des électrodes (A et B) un courant dans le sol et à mesurer entre (02) deux autres électrodes (M et N) la Différence du potentiel D.V.

## **II.8 SISMICITE : <sup>[2]</sup>**

La retenue sera implantée dans une région ayant une activité sismique moyenne (zone IIa) d'après le rpa 99 version 2003. L'ouvrage devra être conçu de façon à ce qu'il résiste aux plus fortes secousses telluriques.

La retenue collinaire fait partie du groupe 1A, elle est située en zone sismique I, nous proposons une valeur du coefficient d'accélération égale à 0.25 pour les calculs de



**II.9.1.1 sur le site de la retenue :**

Caractéristiques géotechniques des sols en place :

A l'endroit des sondages exécutés, on rencontre les formations suivantes :

- Terre végétale ;
- Argile limoneuse et sable;
- Grés à grain fin;

**Terre végétale :**

La terre végétale est la partie superficielle remaniés par les travaux agricoles et dont l'épaisseur moyenne est de 0.30 m. Cette terre végétale est composée d'argile limoneuse de couleur brune-beige, avec des traces de gravier et présence de matière organique.

**Argile limoneuse et sable à peu de sable :**

C'est une argile limoneuse et sable à peu de sable avec des proportions variables de graviers de nature calcaire gréseux. Le matériau analysé est peu plastique. il est de couleur beige à rougeâtre, normalement consolidé.

Cette formation a été reconnue par les trois sondages, avec cependant des passages de fragments et de blocs de calcaire gréseux fissuré, blanchâtre à différentes profondeurs.

Un essai de cisaillement direct non drainé non consolidé UU réalisé sur un échantillon représentatif a donné un angle de frottement interne  $\phi_u$  de  $28^\circ$  et une cohésion  $C_u$  de  $0.16\text{Kg/cm}^2$ .

**Calcaire gréseux :**

Les grés sain à altéré peu fissuré peu poreux. Le grés à grain fin est caractérisé par une résistance à la compression

$$73 < R_c < 173 \text{ kg/cm}^2$$

Son poids volumique varie entre 2.221 et 2.318 t/m<sup>3</sup>.

Ce matériau se trouve au niveau du lit d'oued à partir de 9.00 m de profondeur

**Essais de perméabilité :**

A l'intérieur de chaque sondage et à des intervalles réguliers, des essais de perméabilités adaptés à la nature des terrains traversés ont été réalisés. dans notre cas ce fut des essais type Lefranc.

### Essai Lefranc

L'essai Lefranc est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans les sols meubles. Il consiste à injecter ou à pomper l'eau dans une cavité appelée lanterne aménagée dans le terrain dont on veut tester la perméabilité.

### Essai lugeon

L'essai lugeons est destiné à la formation rocheuse ; il s'agit d'un essai d'eau .les essais se feront sous une pression croissante allant jusqu'à 10 bars puis décroissante.

### Perméabilité

Les essais de perméabilité effectués sur le site, ont révélé des matériaux argileux pratiquement imperméables.

Les valeurs du coefficient de perméabilité k sont

$$10^{-8} \leq k \leq 10^{-10} \text{ m/s}$$

Les sols en place sont moyennement à faiblement perméable.

La roche est peu poreuse et les fissures ou altérations quand elles existent sont colmatées ou remplis par des argiles.

### Tassement :

Les tassements ont été déterminés à partir des résultats des essais de consolidation unidimensionnelle à l'œdomètre selon la théorie de TERZAGHI :

Les tassements ont été calculés d'après les résultats de l'essai de consolidation Unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1+e_0} \text{ Log. } \left[ 1 + \frac{\Delta P}{P'_o} \right]$$

$\Delta H$  : Tassement en cm

$C_c$  : Indice de compression.  $C_c=16.6\%$

$e_0$  : Indice des vides initial.  $e_0=0.871$

$P'_o$  : Pression des terres.  $P'_o = 0.329 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta P$  : Accroissement des contraintes.  $\Delta P = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

$H$  : Hauteur de la couche compressible.  $H=15 \text{ m}$

$$\Delta H = 4.75 \text{ cm}$$

Le tassement est acceptable (cette valeur est très faible / hauteur de la couche compressible)

## Essais de laboratoire

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs.

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents.
- Teneurs en eau.
- Cisaillements directs UU.
- Teneurs en carbonates.

L'exécution des essais répond aux normes ASTM indiqués dans la note explicative en annexes.

### Résultats et interprétation des essais de laboratoire :

D'après les sondages dans l'axe de la digue on a pu tracer la coupe géologique si dessous :

#### schema de la coupe stratigraphique de l'axe de la digue

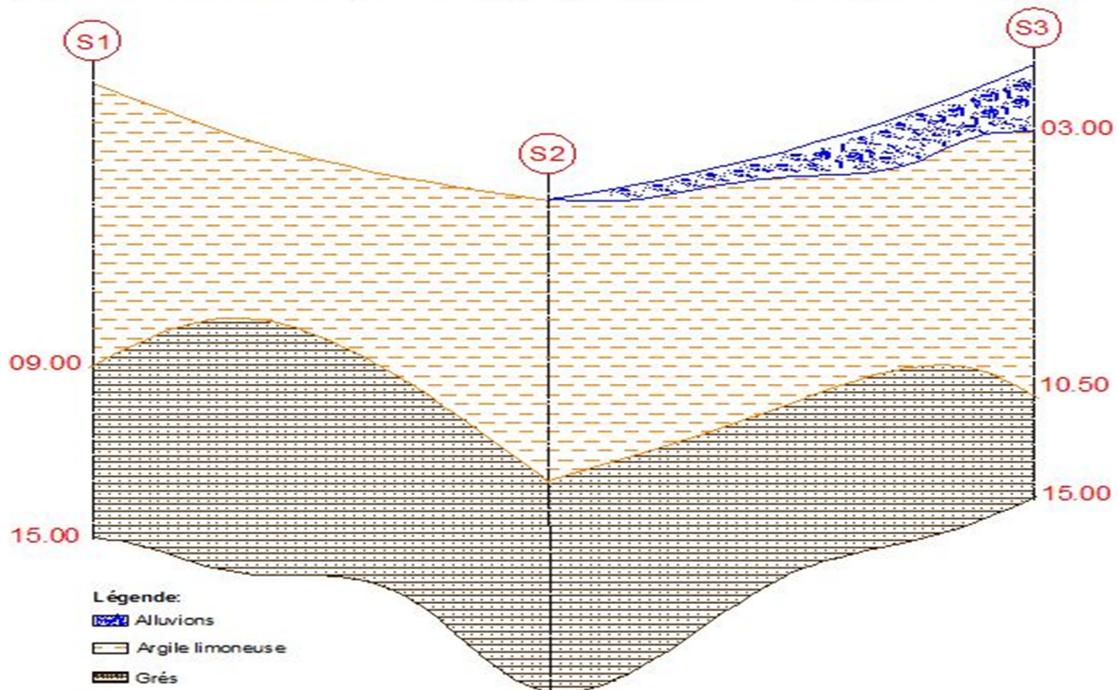


Figure II.3 la coupe géologique de l'axe de la digue.  
Source (A.R.N.H. ORAN)

Tous les résultats des essais au laboratoire sont présentés dans les tableaux suivants.

**Remarque :** les résultats des essais au laboratoire sont plus détaillés dans les annexes.

Tableau II.1 Caractéristiques Géotechniques de SO1

*PITULATIF DES RESULTATS DE LABORATOIRE*

FOR. N°	EC. H. N°	PROF. (m)	w %	$\gamma_h$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup>	CaCO <sub>3</sub> %	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE		CISAILL DIRECT UU		CONSOLIDATI ON OEDOMETRIQ UE			CL ASS
							LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	$\epsilon$ %	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	Rc Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ °	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	P' <sub>o</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	P' <sub>c</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	
SO 1	1	0.00 à 6.00				25	23. 75	15. 14	8. 61	10. 35	41. 00	48. 65			30. 56	0.16	0.30 2	2.36	1. 33	
	2	6.00 à 9.00				23	21. 75	14. 14	7. 61	35. 34	26. 78	37. 78			37. 03	0.16				
	3	10.5 0 à 12.0 0		2.2 43		55								20						
		12.7 0 à 15.0 0		1.9 34		39														

Tableau II.2 Caractéristiques Géotechniques de SO2

*TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE  
LABORATOIRE*

FOR. N°	EC. H. N°	PROF. (m)	w %	$\gamma_h$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup>	CaCO <sub>3</sub> %	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE		CISAI LL. DIRE CT UU		CONSOLIDATI ON OEDOMETRIQ UE			CL ASS
							LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	$\epsilon$ %	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	Rc Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ °	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	P' <sub>o</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	P' <sub>c</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	
SO 2	1	0.0 0 à 1.5 0	6. 46	1.5 18			21. 75	19. 94	1.8 1	1.7 7	16. 75	81. 48								
	2	1.5 0 à 3.0 0					34. 50	17. 97	16. 53	0.9 0	19. 32	79. 78					0.32 9	3.60	1. 66	
	3	3.0 0 à 6.0 0	9. 51	1.8 17			21. 75	10. 47	11. 28	0.6 2	17. 22	82. 16								
	4	6.0 0 à 7.5	9. 38	1.9 57						12. 25	21. 66	66. 09								

**PROJET : Retenue collinaire****LOCALISATION : SITE N°02 OUED TELILAT / ORAN**

Tableau II.3 Caractéristiques Géotechniques de SO3

*TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LABORATOIRE*

FOR. N°	EC. H. N°	PROF. (m)	W %	$\gamma_w$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup>	CaC O <sub>3</sub> %	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE		CISAIL L. DIRECT UU		CONSOLIDATI ON OEDOMETRIQU E		CLA SS		
							LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	$\epsilon$ %	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	Rc Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi^*$	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	P' $\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>		P' $c$ Kg/cm <sup>2</sup>	CC
S0 3	1	0.00 à 1.50																			
	2	1.50 à 3.00	17. 38	1.8 68			26. 25	17. 02	9.2 3	40. 76	19. 33	39. 91									
	3	3.00 à 6.00					28. 60	15. 24	13. 36	4.7 6	44. 87	50. 37					0.33 9	4.55	0. 66		
		6.00 à 9.00	15. 42	1.7 45			27. 75	15. 11	12. 64	2.8 4	38. 61	58. 55									
		9.00 à 10.5 0					14. 30	12. 85	1.4 5	0.6 9	28. 53	70. 78			28 .9	0.16	0.32 3	3.67	0. 33		
		10.5 0 à 15.0	11. 56	2.0 17			19. 00	13. 44	5.5 6	2.0 0	35. 21	62. 79									

**Conclusion et recommandations :**

Pour la bonne mise en œuvre du remblai il faut décaper le terrain naturel sur une profondeur d'environ 1/10 de la hauteur de la digue (zone d'assise). Nous vous conseillons de fonder la digue sur la couche de grés. Dans ce cas les tassements seront insignifiants. Pour le dimensionnement de la digue et les ouvrages annexes.

Dans ce type de sol, nous vous recommandons de colmater les pores de grés par des fines argileuses, utilisées dans la construction du corps de la digue Dans le cas où les fondations seront implantées dans la couche d'argile, la capacité portante admissible sera prise égale à 1.50 Kg/cm<sup>2</sup>. les tassements seront acceptables. Pour garantir un bon ancrage du remblai au terrain, il est nécessaire d'exécuter une tranchée dans l'axe de la retenue. La largeur de la tranchée devrait permettre l'accès aux engins. Sa profondeur sera fonction de la hauteur des remblais. En général 1/4H. Il est nécessaire de prendre en compte la sismicité de la région lors de la conception de l'ouvrage.

**II.9.2. la zone d'emprunt :**Mode de prélèvement :

Quatre fouilles dénommées F01 à F04 de 4.50 m de profondeur chacune ont été exécutées au moyen d'une pelle mécanique sur la zone d'emprunt. Dimensions des puits : «1.00\* 2.00\*4.50 »

Les échantillons de sol ont été mis dans des sacs étanches afin de préserver leur teneur initiale.

-Perméabilité :

Le coefficient de perméabilité a été estimé dans la fourchette :

$$2.00*10^{-8} < K < 5.0*10^{-8} \text{ m/sec}$$

Caractéristiques géotechniques des matériaux pour calcul de stabilité :

$$\varphi' = 15^\circ$$

$$c' = 0.310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.3 \text{ (coefficient de poisson)}$$

$$\gamma_h = 1.99 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 1.735 \text{ t/m}^3$$

Essai de laboratoire :

Des échantillons de sol représentatifs prélevés dans les puits ont été soumis à des essais physico-chimiques et mécaniques, il s'agit de :

Analyses granulométriques.

Limites d'atterberg.

Poids volumiques apparents

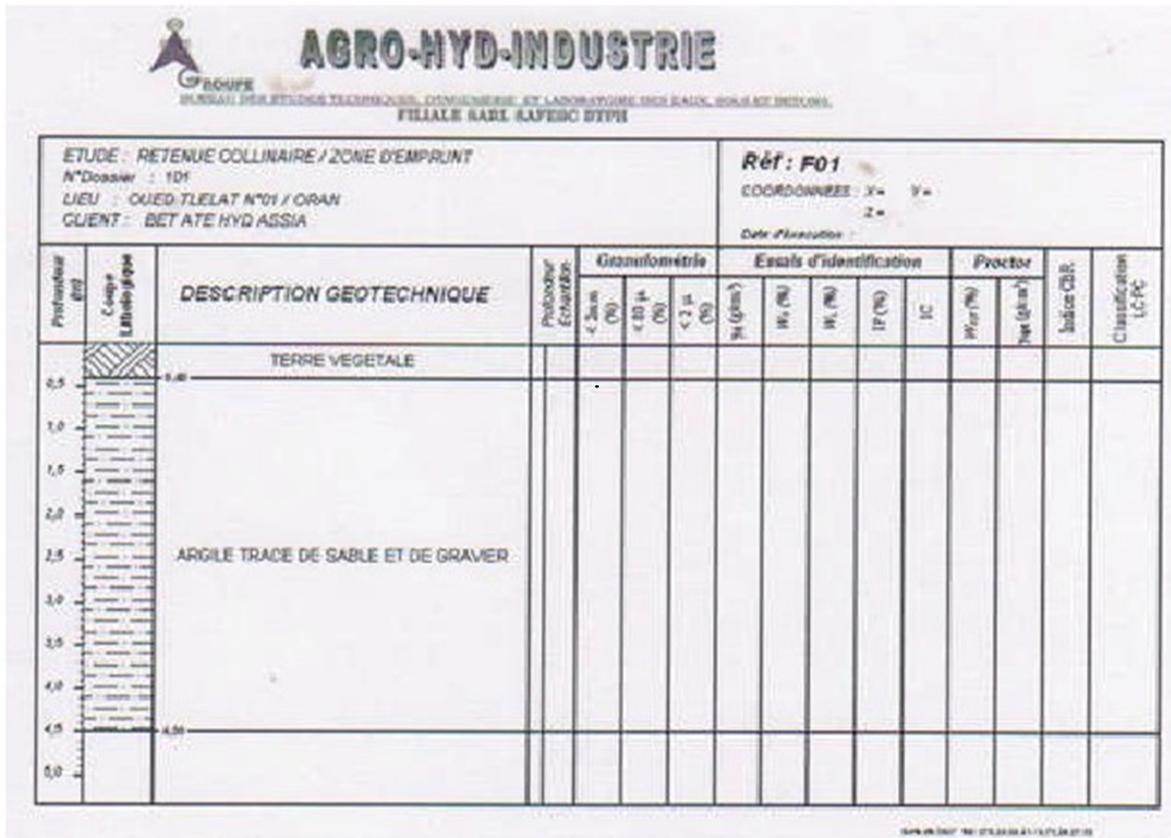
Teneurs en eau.

Cisaillement direct UU.

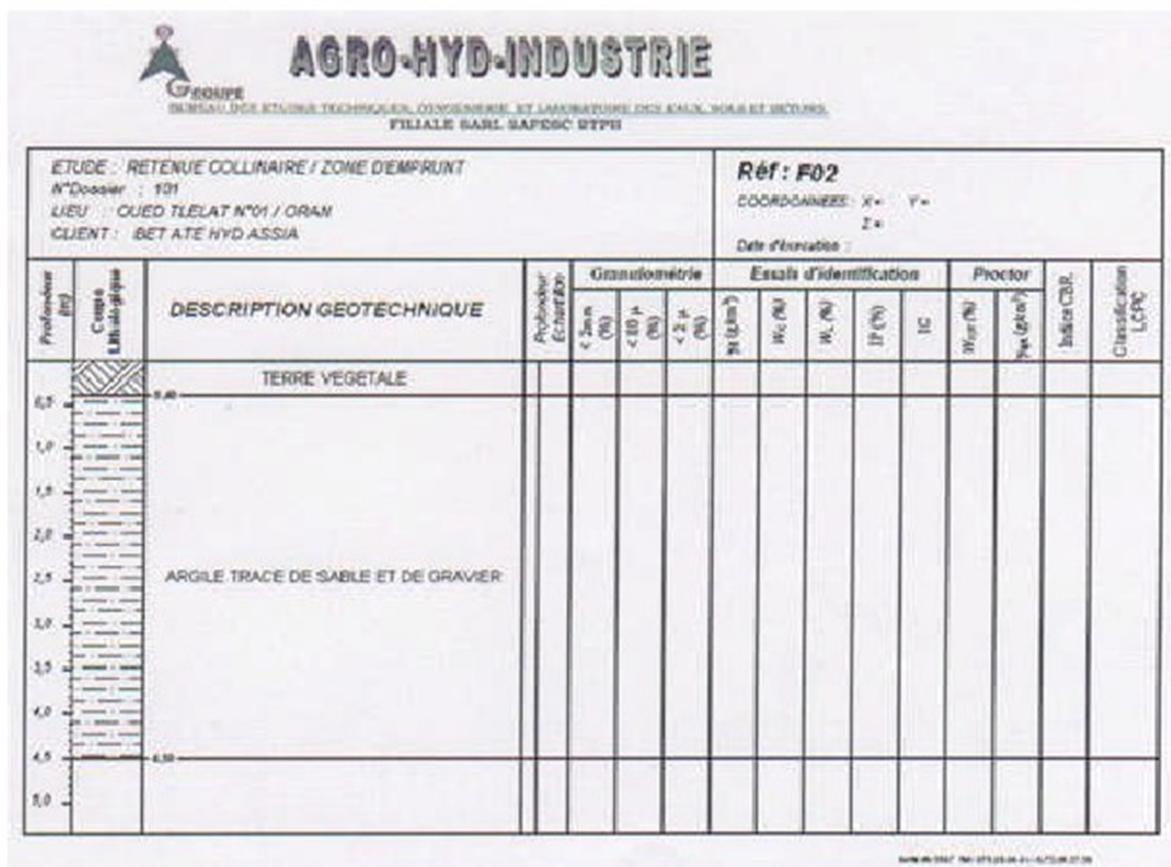
Compactage Proctor normal.

Teneur en carbonates.

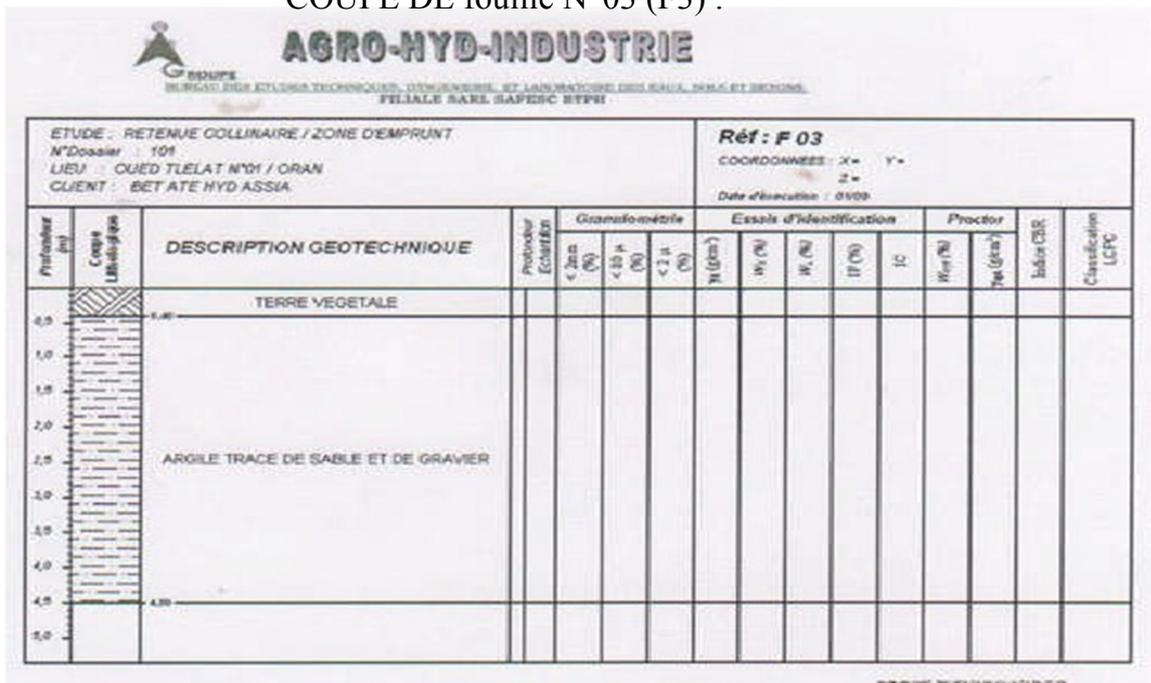
Résultats et interprétation des essais de laboratoire :  
 COUPE DE fouille N°01 (F1) :



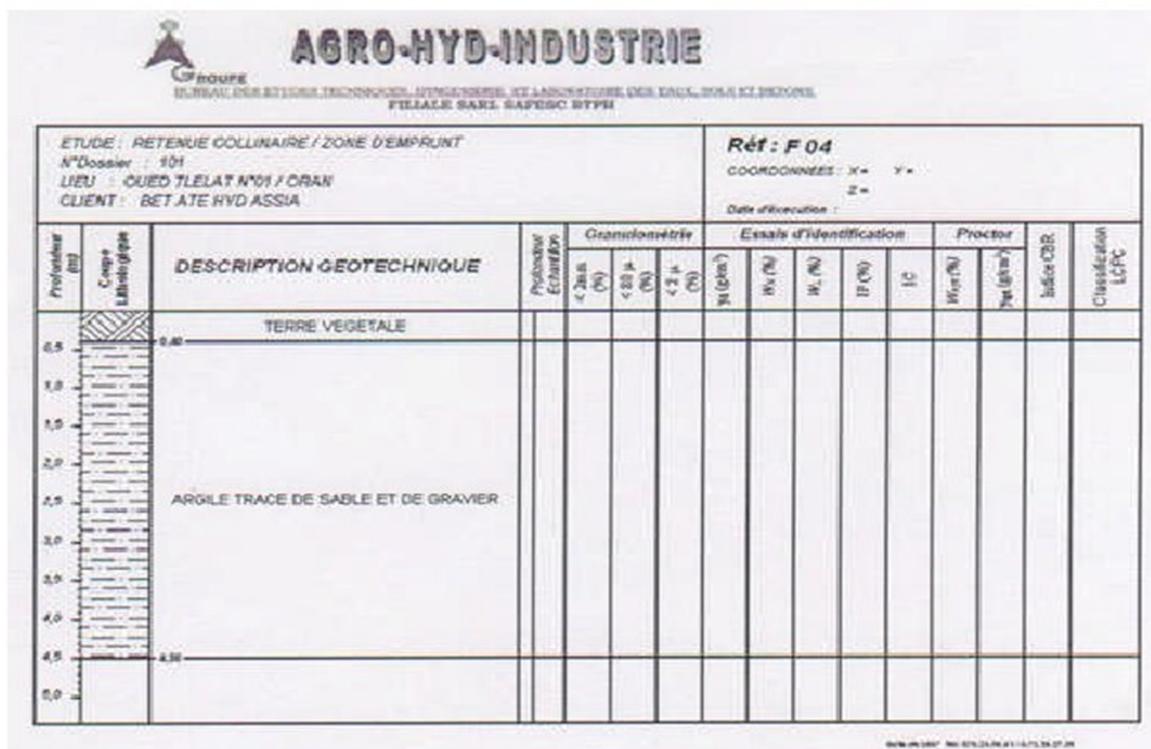
COUPE DE fouille N°02 (F2) :



COUPE DE fouille N°03 (F3) :



COUPE DE fouille N°04 (F4) :



Description et caractéristiques des sols en place :

Fouille N°01 : Argile, traces de sable et de graviers, de coloration jaunâtre. Sa teneur en carbonate (CaCO<sub>3</sub>) est de 18.52 %.

Des essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats moyens suivants :

Analyse Granulométrique :

Gravier :	G=1,50%.
Sable :	S = 4.18 %.
Fines :	F=94,32%

Limite d'Atterberg :

Limite de liquidité :	LL=37.12%
Limite de plasticité :	LP=22%
Indice de plasticité :	IP=17,5%

Cette formation est de moyenne plasticité et classée CI d'après la classification unifiée ASTM.

Un essai de compactage à l'optimum Proctor a donné une teneur en eau optimale de 20.60% et le poids volumique sec maximal de 1.65 g/cm<sup>3</sup>.

Fouille N°02 : Argile, traces de sable et de graviers de coloration marron clair, plastique. Sa teneur en carbonate (CaCO<sub>3</sub>) est de 14.35 %.

Des essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats moyens suivants :

Analyse Granulométrique :

Gravier :	G=0,40%.
Sable :	S = 8.18 %.
Fines :	F=91,42%

Limite d'Atterberg :

Limite de liquidité :	LL=43.55%
Limite de plasticité :	LP=21,39%
Indice de plasticité :	IP=22,15%

Cette formation est de moyenne plasticité et classée CI d'après la classification unifiée ASTM.

Fouille N°03 : Argile, traces de sable et de graviers, de coloration verdâtre, plastique. Sa teneur en carbonate (CaCO<sub>3</sub>) est de 17.6 %.

Des essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats moyens suivants :

Analyse Granulométrique :

Gravier :	G=0,00%
Sable :	S = 15,81 %
Fines :	F=84,19%

Limite d'Atterberg :

Limite de liquidité :	LL=39,00%
Limite de plasticité :	LP=21,40%
Indice de plasticité :	IP=17,60%

Cette formation est de moyenne plasticité et classée Cl d'après la classification unifiée ASTM.

Un essai de compactage à l'optimum Proctor a donné une teneur en eau optimale de 20.60% et le poids volumique sec maximal de 1.65 g/cm<sup>3</sup>).

Fouille N°04 : Argile, traces de sable et de graviers, de coloration verdâtre, plastique. Sa teneur en carbonate (CaCO<sub>3</sub>) est de 14.35 %.

Des essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats moyens suivants :

Analyse Granulométrique :

Gravier :	G=0,06
Sable :	S = 4,8 %.
Fines :	F=95,15%

Limite d'Atterberg :

Limite de liquidité :	LL=42%
Limite de plasticité :	LP=19,8%
Indice de plasticité :	IP=22,8%

Cette formation est de moyenne plasticité et classée Cl d'après la classification unifiée ASTM.

Un essai de compactage à l'optimum Proctor a donné une teneur en eau optimale de 21% et le poids volumique sec maximal de 1.65 g/cm<sup>3</sup>).

Un essai de cisaillement direct UU réalisé sur un échantillon prélevé dans la fouille F01 et F03 et compacté à l'optimum Proctor (teneur en eau optimale est de 21% et le poids volumique sec maximal est de 1.65 g/cm<sup>3</sup>) a donné un angle de frottement

interne  $\phi_u$  de  $15^\circ$  et une cohésion  $C_u$  de  $0.310 \text{ Kg/cm}^2$ .

Tous les résultats des essais au laboratoire sont présentés dans le tableau suivant.

**Remarque :** les résultats des essais au laboratoire sont plus détaillés dans les annexes.

**Tableau II.4 :** Caractéristiques Géotechniques de F1, F2, F3, F4

FOR N°	ECH N°	PROF (m)	W %	$\gamma_h$ g/cm <sup>3</sup>	$\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup>	Caco <sub>3</sub>	Limite consistance			Tamisage sédiments(%)			Proctor normal		Cisaill direct (UU)	
							L <sub>L</sub>	L <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	G	S	F	$\gamma_d$ g/cm <sup>2</sup>	W %	$\phi'$	$C'_u$ kg/cm <sup>2</sup>
F1	1	0,0 à 4,5	20,35	1,81	2.15	22	38.25	21.25	17	0.58	4.12	95.29	1.65	20.6	15	0.74
F2	2	0,0 à 4,5	21,37	1,82	2.66	23	43.30	21.39	22.11	0.41	7.28	92.31				
F3	3	0,0 à 4,5	20,4	1,80	2.62	19	39	21.4	17.6	0.36	3.62	96.02	1.65	20.6	15	0.74
F4	4	0,0 à 4,5	20,28	1,77	2.62	21	42	19.2	22.8	0.06	4.8	95.14				

## II.10. Conclusion et recommandations

L'étude géologique et géotechnique nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

\_Quatre fouilles ont été exécutées sur la zone d'emprunt. Elles ont connu la même formation : argile, de moyenne plasticité, avec des traces de sable et sauf cas particulier une très faible proportion de gros éléments. Cette formation est pratiquement faiblement perméable ( $2.0 \cdot 10^{-8} < K < 5.0 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ).

\_La zone d'emprunt est localisée dans l'immédiat du site. Elle est constituée d'une Argile marneuse avec trace de sable de coloration jaunâtre à verdâtre, de moyenne plasticité, leurs perméabilité est de  $K < 3,00 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$  ;

\_Les ouvrages annexes seront dimensionnés pour une capacité portante admissible de  $1,20 \text{ Kg/cm}^2$  ;

\_Pour garantir un bon ancrage de la digue, il est nécessaire d'exécuter une tranchée dans l'axe du barrage, assez large pour permettre l'accès aux engins. Sa

profondeur sera en fonction de la hauteur de la digue en général ( $1/4H$ ). Il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise ;

\_Lors des travaux de chantier, il est nécessaire de surveiller les variations de la teneur en eau. Trop sec, ces sols se plastifient mal pendant le compactage, trop humide l'eau occupe un volume non réductible, donc le compactage engendre des pressions interstitielles excessives nuisibles à la stabilité.

# Chapitre III: Etude hydrologique

## Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie 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, ou sur le plan de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et, d'autre part, d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

## III.1 Le bassin versant

### III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant<sup>[4]</sup>

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

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

### III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant<sup>[4]</sup>

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'état major d'Oran N°; 154 GDYEL ST CLOUD à l'échelle 1/50.000e.

#### III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant

Géographiquement, le bassin versant de l'oued GLIB ETTIR est situé dans la commune de BOUFATIS. L'oued principal étant l'oued TLELAT. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait du Sud au Nord-Ouest.

D'après la carte d'état major d'Oran N°; 154 GDYEL ST CLOUD à l'échelle 1/50.000e.; les coordonnées du site au système LAMBERT sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} X= 221,57\text{km.} \\ Y= 263,66\text{km.} \end{array} \right.$$

Le bassin versant est montré sur le plan de situation (Figure III.1)

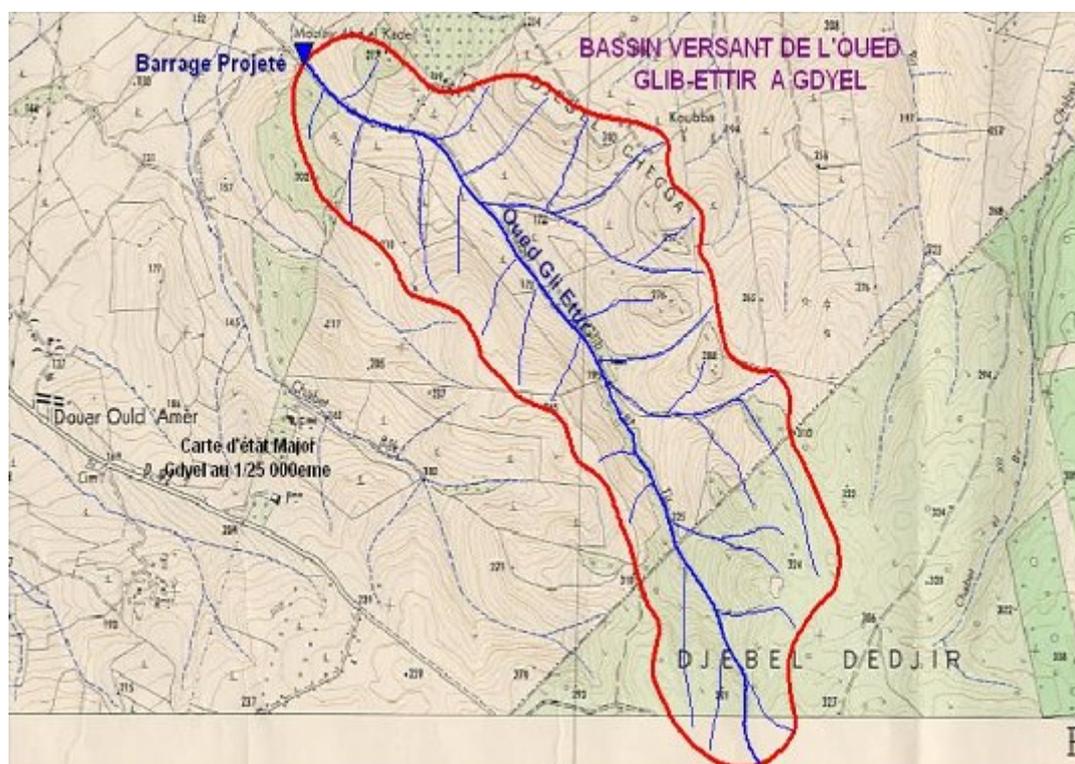


Figure III.1 : Bassin versant de la retenue GLIB ETTIR.

### III.1.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant

#### a. Les caractéristiques géométriques

- Par planimétrie sur la carte d'état major d'ORAN N<sup>os</sup>154 GDYEL à l'échelle 1/25.000, la surface du bassin est:

$$S = 03 \text{ km}^2.$$

- La longueur du thalweg principal est mesurée par curvimètre à partir du profil de l'oued, soit :

$$L = 3,6 \text{ km.}$$

- Par curvimètre on mesure le périmètre P du bassin versant ; est : **P = 8,7km.**

#### b. Caractéristiques hydro-morphologiques

##### b.1. Indice de forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914)  $K_c$ , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface : comme le montre les équations III.1 et III.2.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

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

P : périmètre du bassin versant (Km)

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

K<sub>C</sub> : indice de Gravelius

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Dans notre cas : **K<sub>C</sub> = 1,40.**

Donc on pourra dire que notre bassin est de forme allongé

### **b.2 Coefficient d'allongement**

Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots(III.3)$$

Soit : **K<sub>p</sub> = 25,23**

### **c. 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. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{Et} \quad S = L*l \quad \dots\dots\dots(III.4)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

On a aussi :

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.5)$$

De III.4 et III.5 on obtient une Equation de 2<sup>ème</sup> degré qui admet deux solutions  $L_r$  et  $l_r$  :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.6)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :  $L_r$  : longueur du rectangle équivalent en (Km).

$l_r$  : largeur du rectangle équivalent en (Km).

Dans notre cas, On obtient :  $L_r = 3,5 \text{ km}$  et  $l_r = 0,80 \text{ km}$

#### a. Caractéristiques hydrographiques

Le bassin de l'oued Glib Et-Tir appartenant au flanc nord du grand bassin des côtiers, prend sa source dans les hauteurs méridionales dans la forêt de Djebel Dédjir (300m), sous le même nom. L'artère principale coule en aval de façon non pérenne, du Sud au Nord, en effectuant des petits méandres moins prononcés dans toutes ses parties basses sur un parcours près de 2 km. Sous forme lithologique composée de formation argilo-marneuse, et calcareuse par endroit, le thalweg principal collecte, en rive droite comme en rive gauche, de petits affluents secondaires pour former l'oued Glib Et-Tir jusqu'à l'exutoire.

L'oued présente en aval une pente régulière faible moins active, longeant la plaine de Hassi Aneur qui domine le relief. Par contre, la partie nord élevée de la région conserve son caractère montagneux jouant un rôle générateur de perturbations pluviométriques fortement orageuses dont les crues sont accentuées par les pentes accidentées du relief. Ajouté à l'état des terrains hautement dégradés par toutes les formes de l'érosion, cet aspect orographique permettrait, en effet, d'emmagasiner un volume significatif d'eau de qualité moindre sous les dépôts alluvionnaires dans la vallée.

En période de crues, le bassin projeté subit en aval un fort ruissellement à tel point que l'écoulement se déverse de manière violente dans l'oued principal qui contribue à développer les crues vers les salines d'Arzew avec les débits de pointe générés par les pluies à caractère orageux.

Généralement, les cours d'eau affluents ne sont pas pérennes et ne coulent, de manière significative, qu'en périodes pluvieuses. L'écoulement, en été, est inexistant en raison de la forte évaporation.

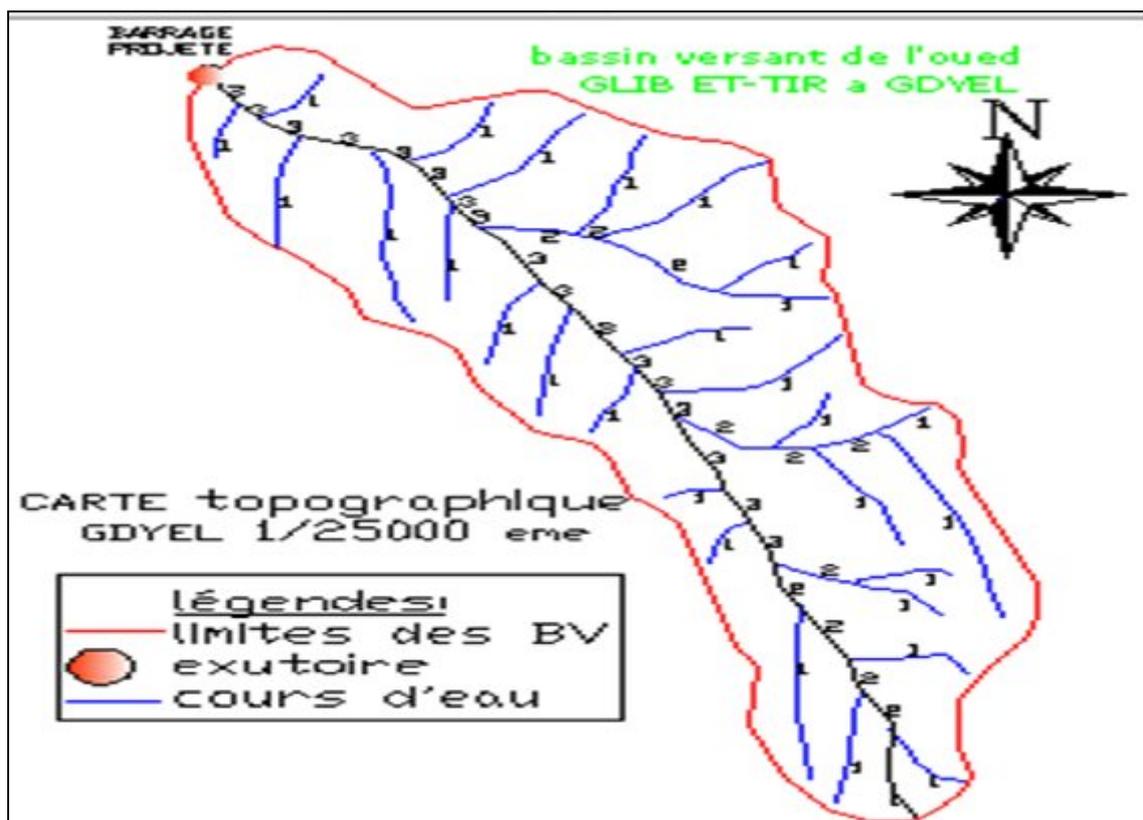


Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant.

#### b) Le relief :

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

La courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne.

L'indice de pente globale  $I_g$ .

L'indice de pente roche  $I_p$ .

L'indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$ .

Densité de drainage  $D_d$

### **C : Courbe hypsométrique**

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude et surfaces partielles. Cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Les mesures effectuées sur la carte topographique (Figure III.3) à l'échelle 1/50000e. Sont résumée dans le Tableau III.1

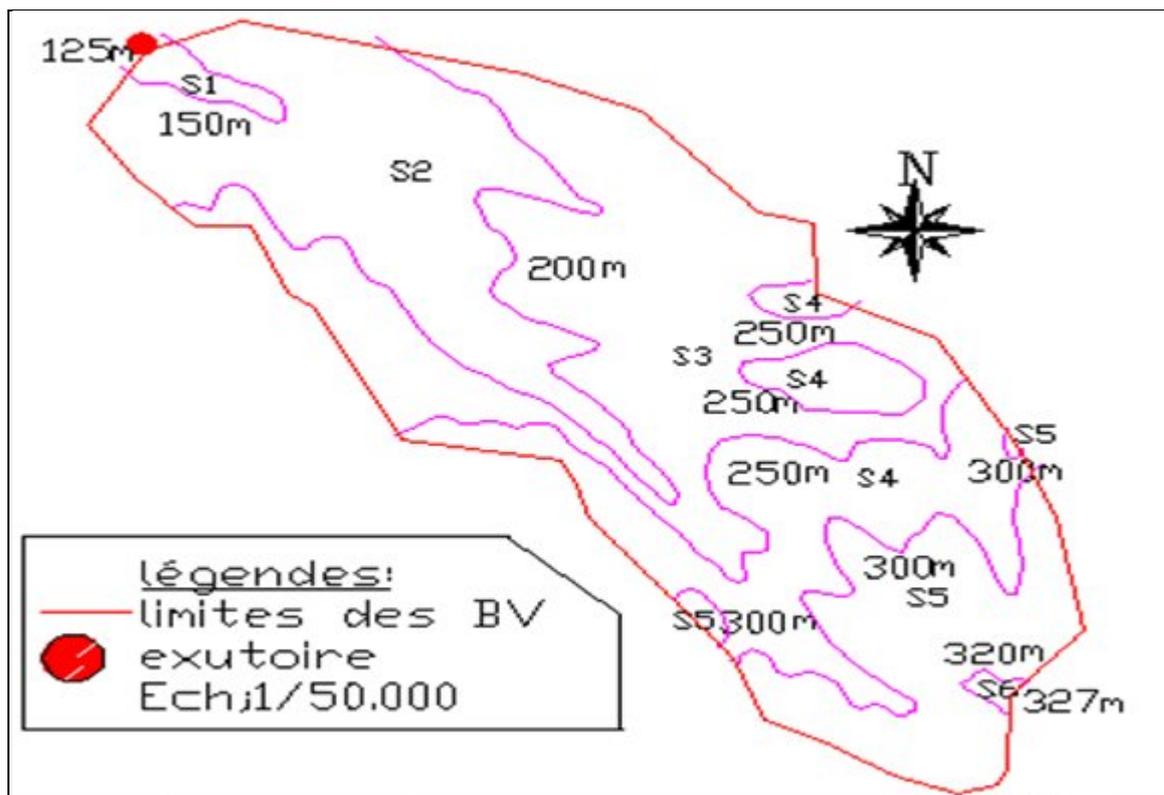


Figure III.3 : Topographie du bassin versant.

Tableau III.1 : Calcul des surfaces cumulées.

Altitude (H)	Altitude moyenne	Surfaces partielles(S)	Surfaces partielles(S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km <sup>2</sup> )	(%)	(km <sup>2</sup> )	(%)
327-320	323,5	0,015	0,5	0,015	0,5
320-300	310	0,398	13,3	0,413	13,8
300-250	275	0,528	17,6	0,941	31,4
250-200	225	1,02	34,0	1,961	65,4
200-150	175	0,679	22,6	2,64	88,0
150-125	137,5	0,36	12,0	3	100,0
		$\Sigma=3,0$			

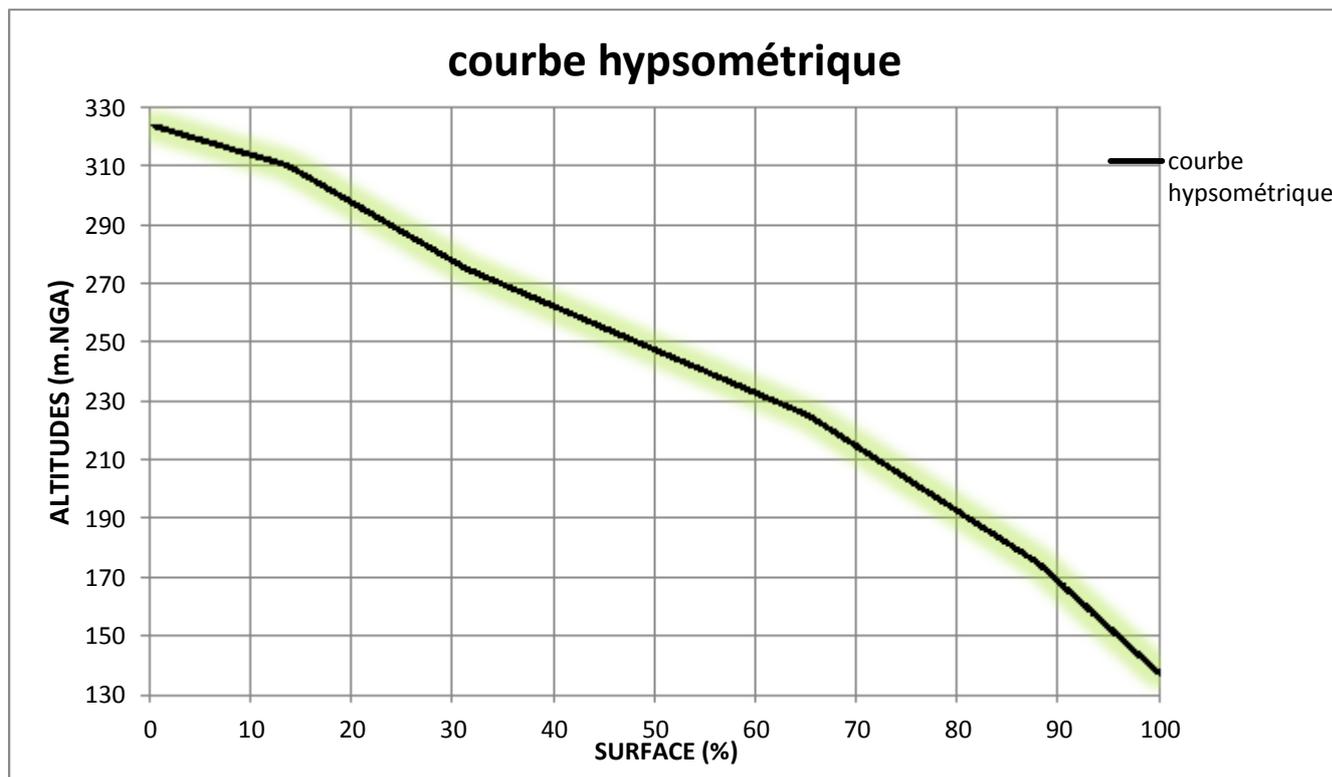


Figure III.4 : Courbe hypsométrique

**d : Altitude moyenne du bassin versant :** Celle-ci est donnée par deux procédés :

- **L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :  $H_{\text{moy}}$  : altitude moyenne du bassin [m] ;

$S_i$  : aire comprise entre deux courbes de niveau [ $\text{km}^2$ ] ;

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

$S$  : superficie totale du bassin versant [ $\text{km}^2$ ].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

**Tableau III.2** : Détermination de l'altitude moyenne.

Altitude (H) (m)	Hi (m)	Si (km <sup>2</sup> )	Si.Hi (km <sup>2</sup> .m)
327-320	323,5	0,015	4,8525
320-300	310	0,398	123,38
300-250	275	0,528	145,2
250-200	225	1,02	229,5
200-150	175	0,679	118,825
150-125	137,5	0,36	49,5
		$\Sigma=3,0$	$\Sigma=671,26$

Donc :  $H_{\text{moy}} = \frac{671,26}{3,0} = 223,75 \text{ m NGA}$ .

▪ **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$H_{\text{méd}} = 248,35 \text{ m NGA}$ .

**Tableau III.3** : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
$H_{\text{moyenne}}$	225,07
$H_{\text{médiane}}$	248,35
$H_{95\%}$	154,5
$H_{5\%}$	318,61
$H_{\text{max}}$	327
$H_{\text{min}}$	125

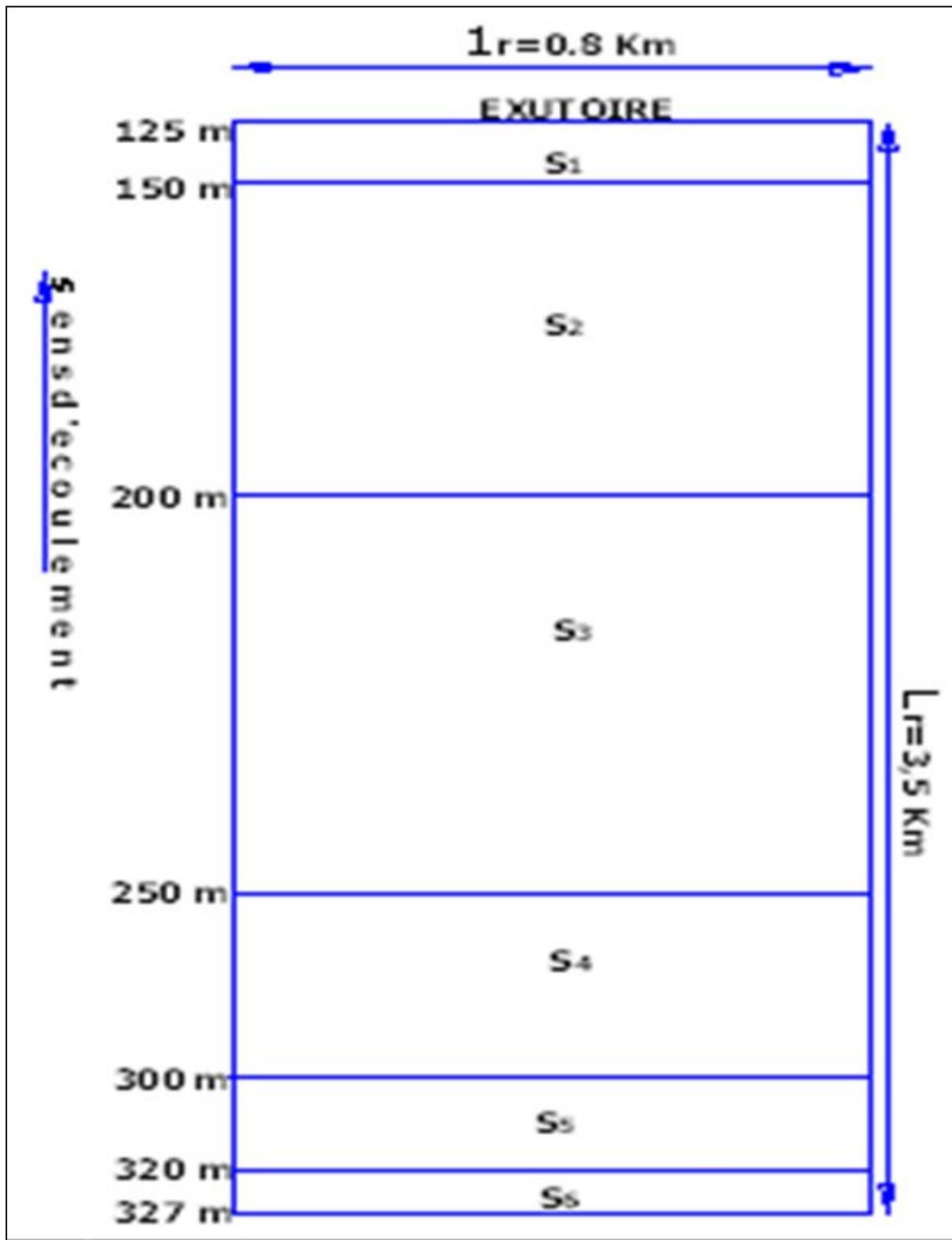


Figure III.5 : Rectangle équivalent

**e : Les indices :**

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin. Les indices de pente peuvent être calculés comme suit :

**▪ Indice de pente de Roche  $I_p$** 

$I_p$  est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$ .  $I_p$  est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(III.9)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

$S_i$  : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

**Tableau III.4 :** détermination de la pente M.Roche  $I_p$ .

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	$S_i$ (Km <sup>2</sup> )	$S_i$ (%)	$\sqrt{S_i * D_i}$
327-320	7	0,015	0,5	1,87
320-300	20	0,398	13,3	16,31
300-250	50	0,528	17,6	29,66
250-200	50	1,02	34,0	41,23
200-150	50	0,679	22,6	33,64
150-125	25	0,36	12,0	17,32
Somme		3,0	100,00	140,11

AN :  $I_p = 2,37$

- **Indice de pente globale  $I_g$**  : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.10)$$

Ou  $D$  = Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$

On prend :

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$  pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 318,61 - 154,5 = 165,11 \text{ m}$$

Avec :

$H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  : sont les altitudes correspondantes à  $S_{5\%}$  et  $S_{95\%}$

$L$  : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$\text{Soit : } I_g = 47,17\text{m/km} \Rightarrow I_g = 4,72 \%$$

- **Indice de pente moyenne de l'oued  $I_0$**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_0 = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III.11)$$

$$\Rightarrow I_0 = 05,86\%.$$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

- **Indice de pente moyenne du cours d'eau principal  $I_c$**

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

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.12)$$

$$\Rightarrow I_c = 5,6\%.$$

$\Delta H$  : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m).

L : Distance entre ces 2 points (Km).

▪ **Indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H.(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :  $\Delta H$  : Dénivelée (m).

$l_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n ;(Km).

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

AN :  **$I_m = 723,83\text{m/km.} \Rightarrow I_m = 7.23\%$ .**

**f. Caractéristiques physiographiques**

**f. 1 . Densité de drainage  $D_d$**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs «  $L_i$  »du bassin versant et la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>comme suit :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : La longueur totale de tous les cours d'eau qui est égale à 21,5 Km.

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

Soit :  **$D_d = 7,16 \text{ km/km}^2$**

**f. 2 ; Densité du thalweg élémentaire**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.15)$$

$N_1$  : Nombre de thalwegs d'ordre 1,  $N_1 = 29$ .

S : Superficie du bassin versant.

Soit :  **$F_1 = 09,66$  thalweg/km<sup>2</sup>**

**f. 3 : Coefficient de torrentialité**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.16)$$

AN:  **$C_t = 69,16$  Km-3**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé

**i. 4 ; Temps de concentration du bassin versant  $T_c$** 

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI (1937)** soit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.17)$$

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

$L_{cp}$  : longueur de cours d'eau principal (Km) ;[  $L_{cp} = 3,6$  Km.]

$T_c$  : temps de concentrations exprimé en heure

$H_{moy}$  : altitude moyenne (m) ;

$H_{min}$  : altitude minimale (m) ;

Soit :  **$T_c = 1,63$  heures.**

### i. 5 ; Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.18)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (h)

**Tableau III.5 :** Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeurs
Superficie		S	km <sup>2</sup>	3,0
Périmètre		P	km	8,7
Longueur du thalweg principal		L	km	3,6
Indice de compacité		K <sub>C</sub>		1,4
Coefficient d'allongement		K <sub>P</sub>		25,23
Rectangle équivalent	Longueur	L <sub>r</sub>	km	3,5
	Largeur	l <sub>r</sub>	Km	0,8
Altitudes	Maximale	H <sub>max</sub>	m	327
	Moyenne	H <sub>moy</sub>	m	225,07
	Médiane	H <sub>med</sub>	m	248,35
	Minimale	H <sub>min</sub>	m	125
Indice de pente de Roche		I <sub>p</sub>	m/Km	2,37
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	m/Km	47,17
Indice de pente moyenne		I <sub>m</sub>	m/Km	7,23
Densité de drainage		Dd	Km/Km <sup>2</sup>	7,16
Coefficient de torrentialité		Ct	Km <sup>-3</sup>	69,16
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	1,63
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	2,21

Soit :  $V_r = 2,21 \text{ Km/h.}$

### III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont la précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

#### III.1.3.1 Température

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued GLIB ETTIR jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale. Le caractère essentiel de ce climat réside en l'alternance d'une saison sèche et chaude en été et d'un hiver pluvieux et humide.

Les différents types de la température pour une période d'observation allant de 1970 à 2005 sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6. TEMPERATURE MOYENNE MENSUELLE**

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	Ao	Année
T°c	22.3	17.3	12.3	8.5	7.8	9.2	10.5	21.9	16.7	21.3	25.4	25.7	16.6

Source A.R.N.H.d'Oran

La répartition mensuelle de température figure dans la figure (III.6)

Comme le montre le tableau (III.6), la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 16,6c°. Le climat de cette région se caractérise par un été sec et chaud et un hiver humide. Le mois le plus chaud est Août, par contre le mois le plus froid est Janvier.

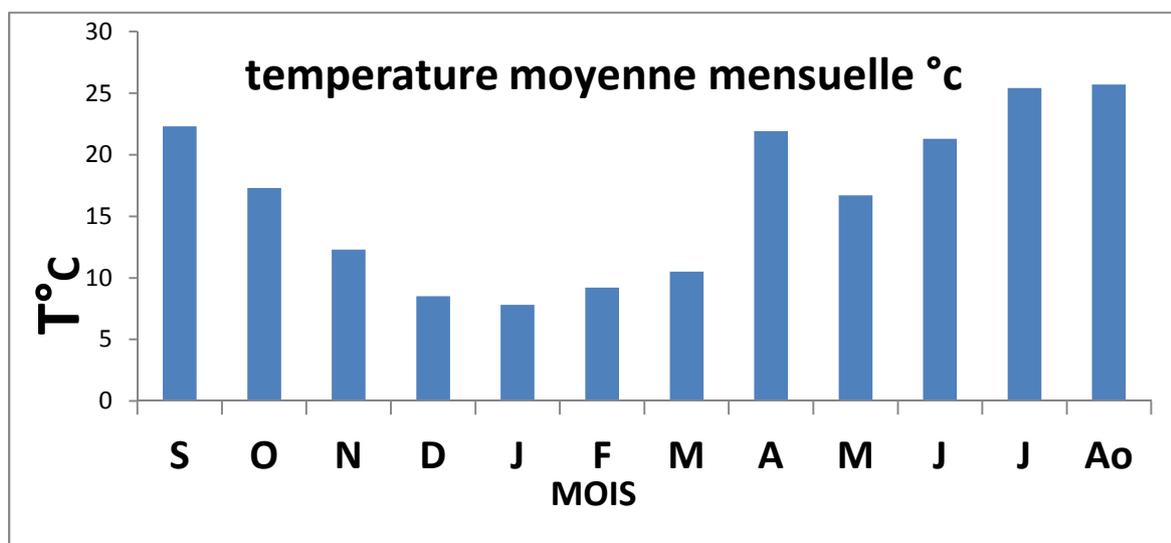


Figure III 6. Répartition mensuelle de la température

III.1.3.2. Répartition mensuelle de la vitesse du vent ;

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station d’Oran (m/s) sont données au tableau (III suivant :III.8)

Tableau III.7 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent

MOIS	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juill	aou
V (m/s)	2,7	2,4	2,5	2,6	2,7	3,0	3,1	3,1	3,1	3,0	2,8	2,0

Source A.R.N.H.d’Oran

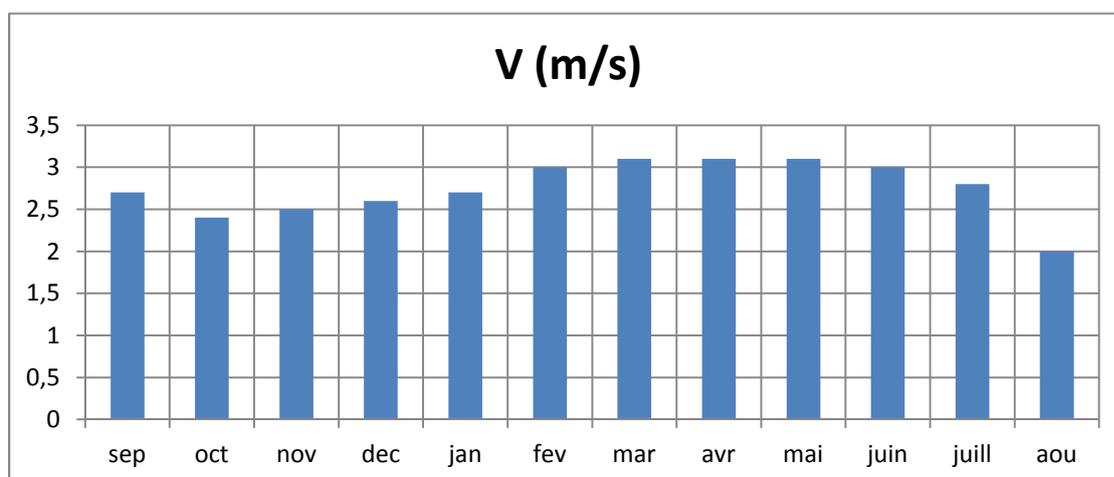


Figure III 7. Répartition mensuelle de la vitesse du vent

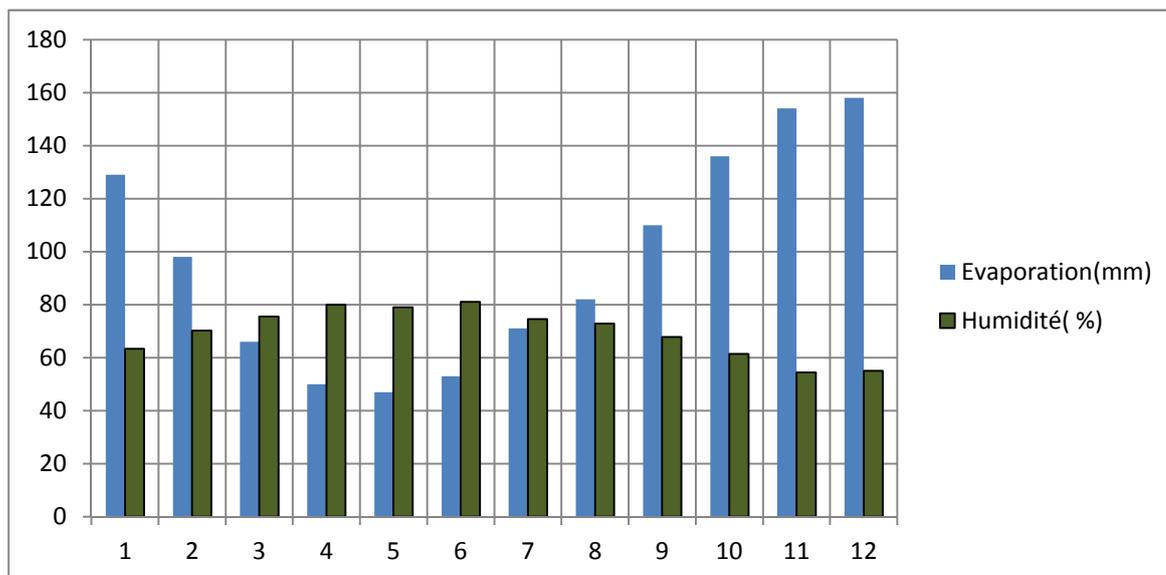
### III.1.3.3 L'évaporation

Les répartitions mensuelles de l'évaporation et de l'humidité relative de l'air dans les limites de zone d'étude sont présentées dans le tableau ((III.9) suivant :)

**Tableau III.8. Répartition mensuelle de l'évaporation**

Evaporation(mm)	129	98	66	50	47	53	71	82	110	136	154	157
Humidité( %)	63,3	70,2	75,5	80	79	81	74,5	72,8	67,8	61,4	54,4	57,2

Source A.R.N.H.d'Oran



**Figure : III.8. Répartition mensuelle de l'évaporation**

### III.1.3.4 La pluviométrie

#### Données disponibles

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued GLIB ETTIR. De cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes et pourvues d'un nombre satisfaisant d'années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau III.9.

**Tableau III.9 : Station pluviométrique.**

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
TLELAT Barrage	040418	A.N.R.H D'ALGER	219,8	245,75	280	1972-2004	33ans
MAKEDRA	040410	A.N.R.H D'ALGER	216,5	242,55	380	1972-2004	33ans

La station pluviométrique la plus proche a mon site est la station de TLELAT BARRAGE (Code 040418) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude. la série pluviométrique représenté dans annexe A.

### III.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année <sup>[4]</sup>

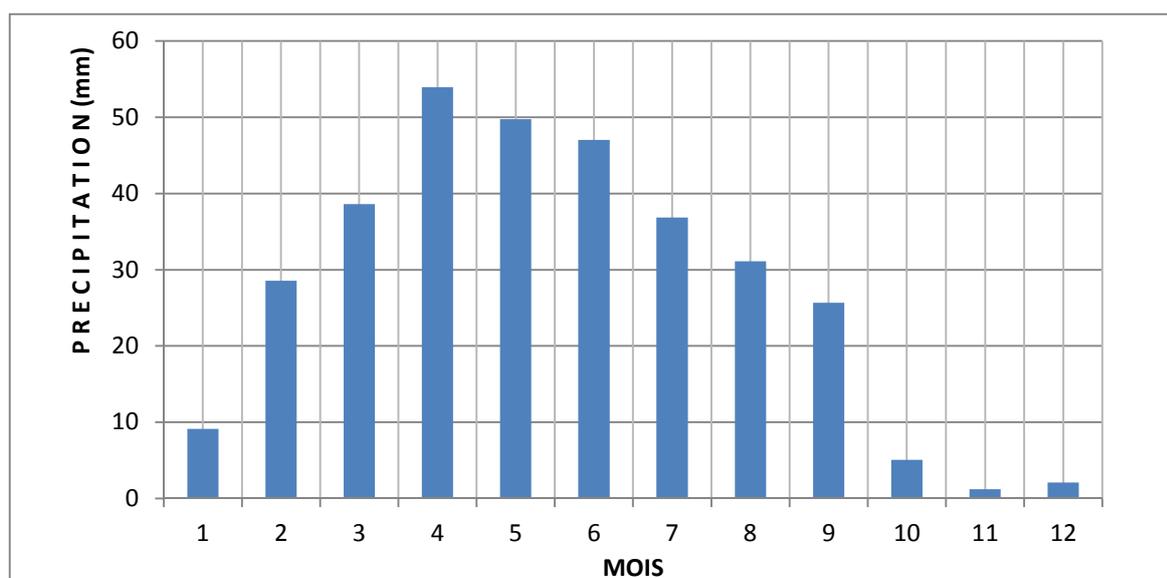
La station de BARRAGE TLELAT possède une altitude très voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station (329 mm) est très proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie (360mm), d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

Le tableau III.10 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année.

**Tableau III.10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.(Voir Annexe B.1).**

Mois	P(mm)	P(%)
Septembre	9,14	2,78
Octobre	28,54	8,67
Novembre	38,59	11,73
Décembre	53,94	16,39
janvier	49,75	15,12
février	47,02	14,29
Mars	36,86	11,20
Avril	31,12	9,46
Mai	25,65	7,8
Juin	5,08	1,54
Juillet	1,23	0,37
Août	2,09	0,64
<i>Total</i>	329,01	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure III.8. Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Novembre** à **Avril** sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environs **80 %** du total pluviométrique annuel. Néanmoins, on note une pointe en **Décembre**.

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

### III.3 Les précipitations maximales journalières<sup>[4]</sup>

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. (Voir Annexe B.2).

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau III.11.

**Tableau III.11** : Caractéristiques de la série avec n=33 ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum X_i$	1141,6 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\frac{\sum X_i}{n}$	43,3 mm
L'écart type « $\sigma_x$ » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n}}$	14,8 mm
Coefficient de variation « $C_v$ » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,432
L'exposant climatique : (donné par l'ARNH d'ALGER).	$b=0,325$	

### III.3.1 Choix de la loi d'ajustement <sup>[5]</sup>

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, être menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de GUMBEL.

2)-la loi de GALTON (log-normal2).

### III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.19)$$

Tel que :  $y = a (x - x_0)$

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMBEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x<sub>0</sub> : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire :  $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots(III.20)$$

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observations(33).

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

-calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

#### a. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots(III.21)$$

Avec :

(1/a) : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left( \frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) * \sigma_x = (0,78) * (14,8) = 11,54 \text{ mm}$$

et x<sub>0</sub> représente l'ordonnée à l'origine

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots\dots\dots(IV.22)$$

$\bar{y}$  : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum y_i}{n} = 0,580$$

$$x_0 = 34,3 - (11,54) \cdot (0,580) = 27,60$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$x = 11,54y + 27,60$$

$$P_{\max, j, p\%} = 11,54y + 27,60$$

Les résultats des ajustements, par la loi de « GUMBEL » des pluies maximales journalières ont été obtenus par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour (tableau III.12).

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme le montrer la figure III.9.

- Gumbel (Maximum de vraisemblance).

Nombre d'observations: 33.

### Paramètres

$$U = 27,60 ;$$

$$\text{Alpha} = 11,54.$$

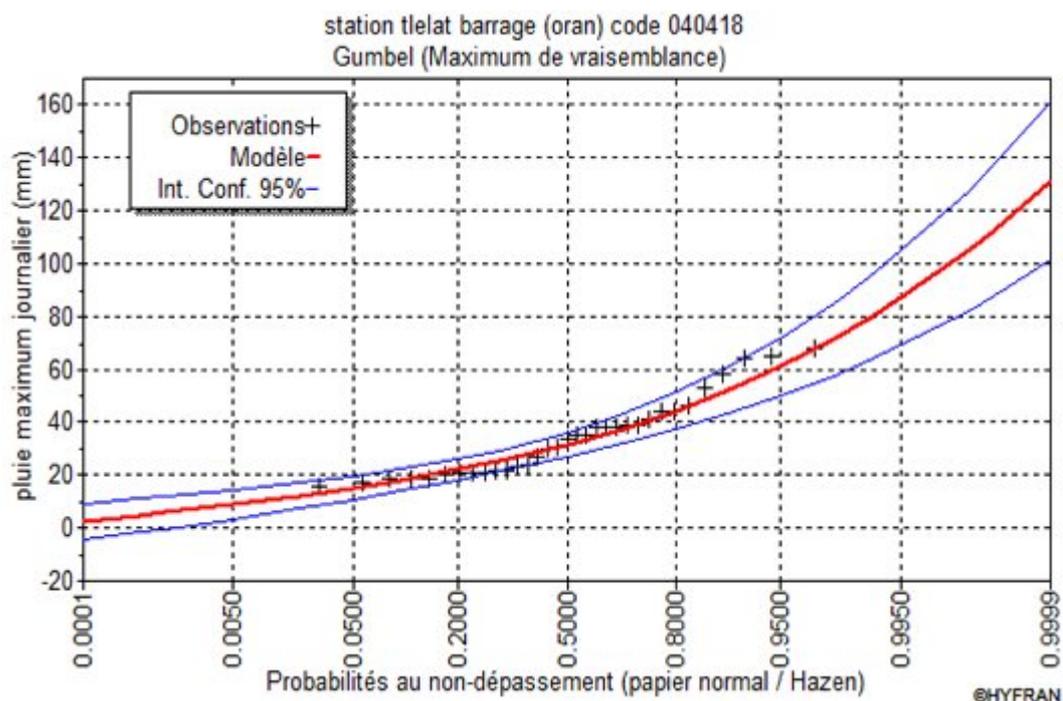
### Quantiles

$$q = F(X). \text{ (Probabilité au non-dépassement).}$$

$$T = 1/(1-q). \text{ (Période de retour).}$$

**Tableau III.12** : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.

Période de Retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart -type	Intervalle de Confiance
100	0,9900	80,7	10,1	60,9-101
50	0,9800	72,7	8,68	55,6-89,7
20	0,9500	61,9	6,80	48,6-75,2
10	0,9000	53,6	5,38	43-64,1
5	0,8000	44,9	3,98	37,1-52,7

**Station TLELAT BARRAGE: code / (040418).****Figure III.10 : L'ajustement avec loi de Gumbel.****Tableau III.13 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.**

Période de Retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart -type	Intervalle de Confiance
100	0,99	83,8	12	60,3-107
50	0,98	74,7	9,77	55,5-93,8
20	0,95	62,9	7,14	48,9-76,9
10	0,9	53,9	5,38	43,4-64,5
5	0,8	44,8	3,84	37,3-52,3

**Station TLELAT BARRAGE: code / (040418).**

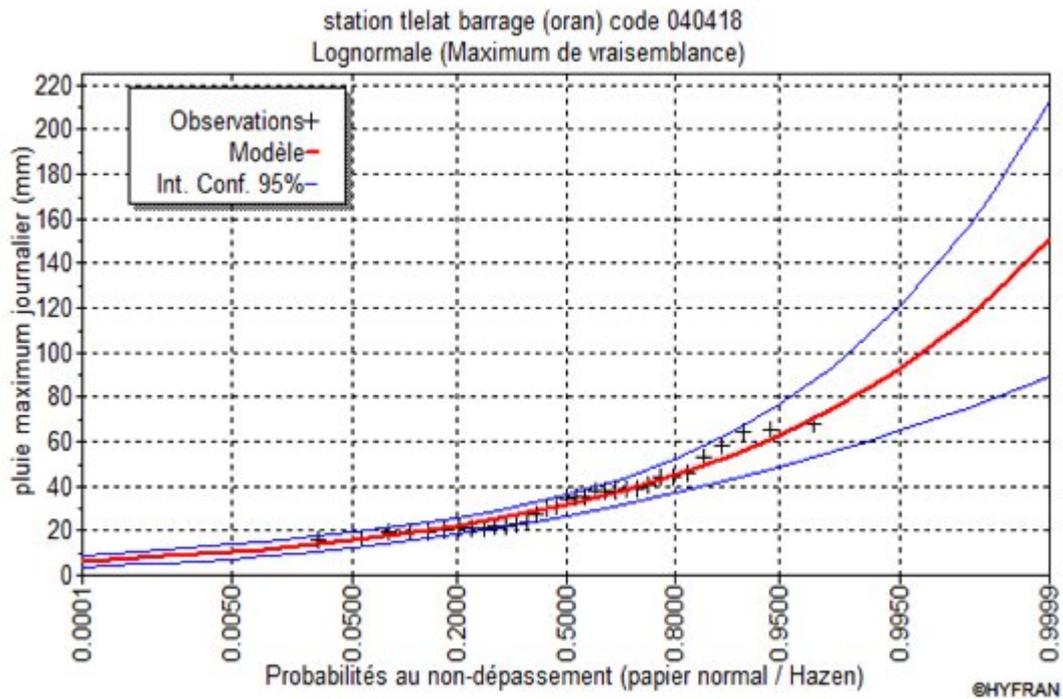


Figure III.11 : L’ajustement avec loi de Galton.

D'après ces deux graphiques d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

**Tableau III.14** : Les pluies maximales journalières fréquentielle

Période de Retour (ans)	100	50	20	10	5
Fréquence	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8
$P_{max,j,p\%}$ (mm)	83,8	74,7	62,9	53,9	44,8

**III.3.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités**

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanari :

$$P_{tc,p\%} = P_{max,j,p\%} (t/24)^b \dots\dots\dots (III.25)$$

$P_{tc,p\%}$  : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{max,j,p\%}$  (mm).

$P_{max,j,p\%}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée)  $b = 0,325$

L'intensité des pluies est donnée par la relation suivante :

$$I_0 = \frac{P_{tc,p\%}}{t} \text{ (mm/h)}.$$

Les résultats de calcul de  $P_{tc,p\%}$  et  $I_0$  (intensité) sont donnés dans le tableau III.14.

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences et les Courbes des Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences sont représentées par les Figure III.12 et Figure III.13.respectivement.

**Tableau III.15:** Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités.

Période de Retour (an)	100		50		20		10		5	
Fréquence	0,99		0,98		0,95		0,9		0,8	
Temps (h)	PCt (mm)	I0 (mm/h)	PC t(mm)	I0 (mm/h)	PCt (mm)	I0 (mm/h)	PCt (mm)	I0 (mm/h)	PCt (mm)	I0 (mm/h)
1	29,83	29,83	26,59	26,59	22,39	22,39	19,19	19,19	15,95	15,95
1,63	34,97	21,45	31,17	19,12	26,24	16,10	22,49	13,80	18,69	11,47
2	37,37	18,68	33,31	16,66	28,05	14,02	24,04	12,02	19,98	9,99
3	42,63	14,21	38,00	12,67	32,00	10,67	27,42	9,14	22,79	7,60
4	46,81	11,70	41,73	10,43	35,14	8,78	30,11	7,53	25,03	6,26
6	53,40	8,90	47,60	7,93	40,08	6,68	34,35	5,72	28,55	4,76
8	58,64	7,33	52,27	6,53	44,01	5,50	37,72	4,71	31,35	3,92
10	63,05	6,30	56,20	5,62	47,32	4,73	40,55	4,06	33,71	3,37
12	66,90	5,57	59,63	4,97	50,21	4,18	43,03	3,59	35,76	2,98
14	70,33	5,02	62,70	4,48	52,79	3,77	45,24	3,23	37,60	2,69
16	73,45	4,59	65,48	4,09	55,13	3,45	47,25	2,95	39,27	2,45
18	76,32	4,24	68,03	3,78	57,29	3,18	49,09	2,73	40,80	2,27
20	78,98	3,95	70,40	3,52	59,28	2,96	50,80	2,54	42,22	2,11
22	81,46	3,70	72,62	3,30	61,15	2,78	52,40	2,38	43,55	1,98
24	83,80	3,49	74,70	3,11	62,90	2,62	53,90	2,25	44,80	1,87

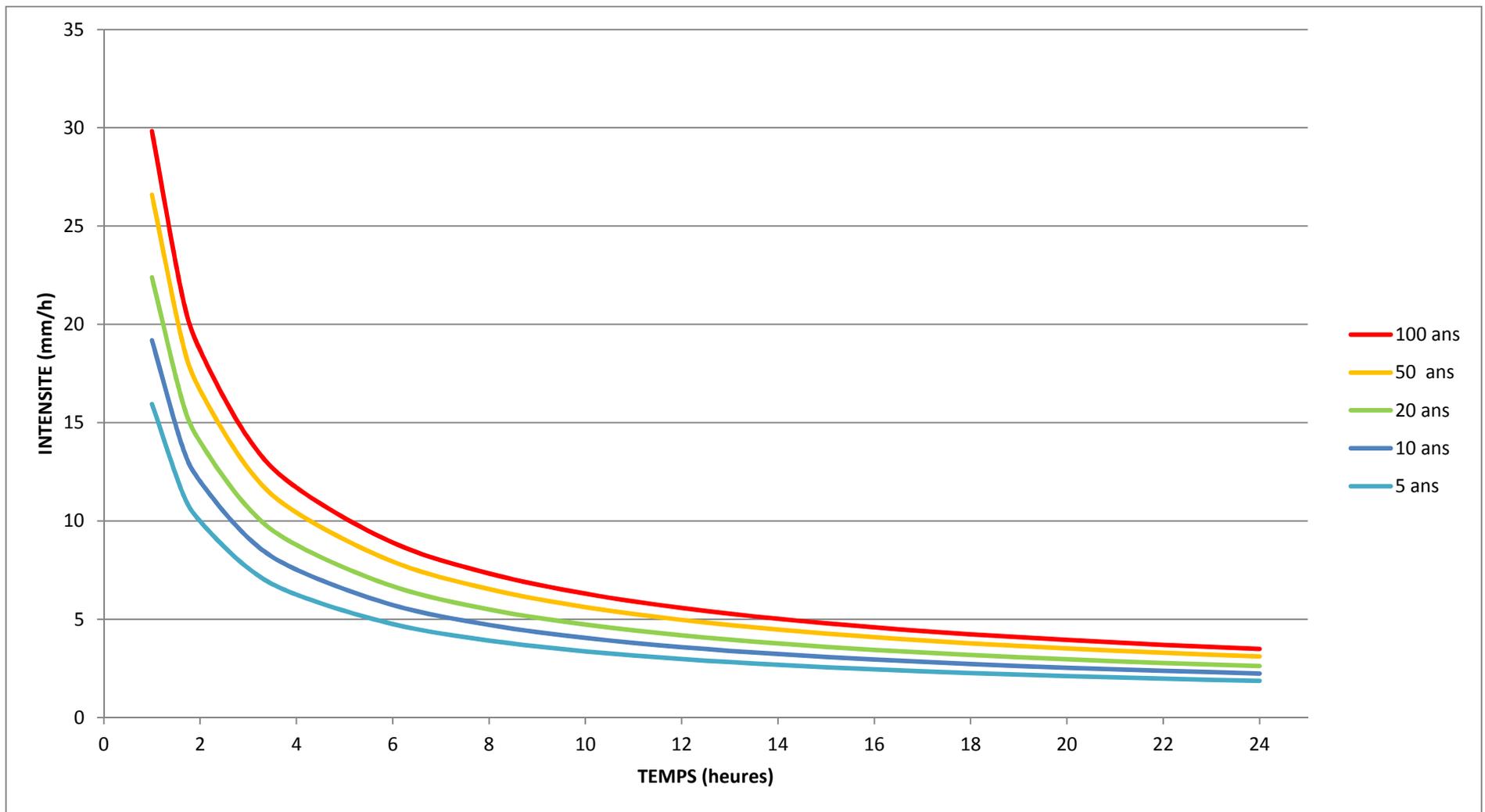


Figure III.12. Courbes intensités –durée-fréquence

### III.3.5 Etudes des apports

#### III.3.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel ( $A_0$ )

Compte tenu de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d'étude, les apports liquides sont déterminés par le biais des formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie

##### a. Formule de l'A.N.R.H

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.26)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

**AN:**  $A_0 = 0,118 \text{Hm}^3$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.27)$$

**AN:**  $Le = 39,33 \text{mm}$ .

##### b. Formule de Derie II

On a :

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.28)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

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

$D_d$  : Densité de drainage ( $\text{Km}/\text{Km}^2$ ).

**AN:**  $A_0 = 0,175 \text{Hm}^3$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots Le = 58,46 \text{ mm}$$

##### c. Formule de MEDINGEER

On a :

$$Le = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots (III.29)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (m).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

**AN :**  $Le = 4,993 \text{ mm}$

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

Soit :  $A_0 = 0,015 \text{ Hm}^3$

**d. Formule de SAMIE**

$$Le = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.30)$$

$$Le = 31,30 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le. S$$

Soit :  $A_0 = 0,094 \text{ Hm}^3$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.16.

**Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats.**

FORMULE	$A_0(\text{Hm}^3)$
A.N.R.H	0,118
Derie II	0,175
MEDINGUER	0,015
SAMIE	0,094

**Conclusion**

D’après ces résultats on opte l’apport moyen annuel donné par la formule de l’A.N.R.H qui nous parait la plus réaliste et plus récente donc on adopte pour  $A_0=0,118\text{Mm}^3$

**III.3.5.2 Caractéristiques de l’écoulement**

**a. Module de l’écoulement**

Il est donné par :  $Me = A_0 / T \dots\dots\dots (III.31)$

$A_0$  : Apport moyen annuel ( $\text{m}^3$ ).

T : Temps d'une année en secondes  $T = 3.1536.000 \text{ s}$

AN :  $Me = 3,74 \text{ l/s}$

**b. Module de l’écoulement relatif**

On a :  $M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots (III.32)$

Me: Module de l’écoulement (l/s)

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

AN :  $M_0 = 1,25 \text{ l/s/Km}^2$

**c. lame d'eau écoulée**

$$Le = A_0/S_{BV}.$$

**AN :**  $Le = 39,33 \text{ mm}$

**d. Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :  $Ce = Le / P_{\text{moy}}$

**AN :**  $Ce=0,12$

**III.3.5.3 Coefficient de variation**

Pour le calcul du coefficient de variation  $Cv$ , et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

**a. Formule de SOKOLOVSKY**

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log_{10} q - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots \dots \dots (III.33)$$

$q$  : Module de l'écoulement relatif.

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

**AN :**  $Cv = 0,714$

**b .Formule de L'ANTONOV**

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots \dots \dots (III.34)$$

**AN:**  $Cv = 0,358$

**C .Formule Algérienne de N.N PADOUM**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord d'Algérie cette relation s'écrit comme suit :

$$Cv = 0,93 K / M_0^{0,23} \dots \dots \dots (III.35)$$

Avec :  $K$  : coefficient de réduction  $K = (0,25 - 1)$  on prend  $K=0,75$ .

$M_0$  : module spécifique du bassin versant en ( $1/\text{s}/\text{km}^2$ ).

**AN :  $Cv = 0,663$**

**D .Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$Cv = 0,83 / (S^{0,06} \cdot q^{0,27}) \dots \dots \dots (III.36)$$

$q$  : module de l'écoulement relatif

**AN :**  $Cv=0,732$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.17.

**Tableau III.17** : Récapitulatif des résultats.

FORMULE	Cv
SOKOLOVSKY	0,714
ANTONOV	0,358
N.N PADOUM	0,663
KRISTEKLY MENKEL	0,732

**Conclusion** : Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc : **Cv=0,663** donnée par la formule Algérienne de N.N.PADOUM.

### III.4 Irrégularité des apports

#### III.4.1 Estimation fréquentielle des apports

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{(Cv^2 + 1)}} e^{\mu \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}} \dots \dots \dots (III.37)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

$\mu$  : Variable réduite de Gauss.

$A_0$  : Apport moyen annuel ( $Hm^3$ ).

Cv : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{(Cv^2 + 1)}} e^{\mu \sqrt{\ln(0,663^2 + 1)}}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.18.

**Tableau III.18**: Les apports fréquentiels.

Période de Retour (ans)	4 / 5	10	50	100
Fréquence P(%)	80	10	2	1
variable réduite "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327
Apport(%) ( $Mm^3$ )	0,06	0,213	0,339	0,400

### III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; (tableau III.19 et figure III.14)

**Tableau III.19:** Répartition mensuelle des apports.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	Aou
Pluies mens(%)	2,78	8,67	11,73	16,39	15,12	14,29	11,20	9,46	7,8	1,54	0,37	0,64
$A(Mm^3)10^{-2}$	0,33	1,02	1,38	1,93	1,78	1,69	1,32	1,12	0,92	0,18	0,04	0,08
$A_{80\%}(Mm^3)10^{-3}$	2,1	6,4	8,7	12,1	11,2	10,6	8,3	7	5,8	1,1	0,3	0,54

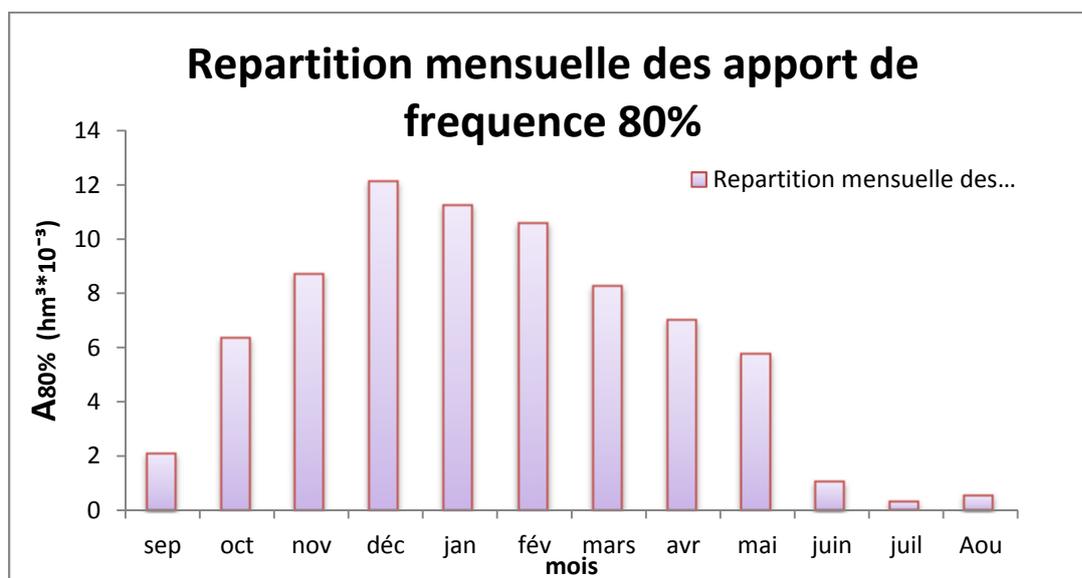


Figure III.13. Répartition mensuelle de l'apport moyenne annuel

### III.5 Etude des crues<sup>[5]</sup>

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul des débits des périodes de retour de 5, 10, 20, 50 et 100ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour la détermination du débit de période de retour 100ans à été appliquée.

**III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue**

**a. Formule de MALLET-GAUTHIER**

On a:

$$Q_{\max,p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.38)$$

$Q_{\max,p\%}$ : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s).

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

S : Superficie du bassin versant (3Km<sup>2</sup>).

L : Longueur du talweg principal (3,6Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3)

On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le tableau III.20 nous donne tous les résultats de calcul.

**Tableau III.20** : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).

Période de Retour (ans)	5	10	20	50	100
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	10,14	11,83	13,31	15,05	16,24

**b. Formule de SOKOLOVSKY**

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0,28 * (Pct - H_0) * \alpha_{p\%} * f * S}{T_m} \dots\dots\dots (III.39)$$

$H_0$  : pertes initiales en mm. Au nord de l'Algérie  $H_0=7$  mm ;

$\alpha_{p\%}$  : coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H_0}}$$

f : Coefficient de forme de la crue :  $f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

✓ Pour  $S \leq 50 \text{ Km}^2$   $\gamma = 2$ .

✓ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable  $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend :  $\gamma = 2$  D'où :  $F = 1,2$

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

$T_m = T_c = 1,63 \text{ h}$ .

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau III.21.

**Tableau III.21** : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Période de Retour(ans)	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	20	10	5	2	1
$P_{ct}$ (mm)	18,69	22,49	26,24	31,17	34,97
$\alpha_p$ %	0,24	0,28	0,3	0,36	0,38
$Q_{\max,p\%}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	<b>1,73</b>	<b>2,68</b>	<b>3,57</b>	<b>5,38</b>	<b>6,57</b>

### C .Formule de TURRAZA

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6} \dots\dots\dots (III.40)$$

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

$I_{tc}$  : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

**Tableau III.22**: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA).

Période de Retour (ans)	5	10	20	50	100
C	0,55	0,6	0,666	0,699	0,7
$I_{tc}$	11,47	13,80	16,10	19,12	21,45
$Q_{\max,p\%}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	<b>5,26</b>	<b>6,9</b>	<b>8,93</b>	<b>11,14</b>	<b>12,51</b>

**d. Formule de POSSENTI**

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \dots\dots\dots (III.41)$$

$P_{\max,p\%}$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

$\mu$  : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend :  $\mu = 700$ .

$L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km).

On obtient les résultats ci-après – Tableau.III.23:

**Tableau III.23:** Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENTI).

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
$P_{\max j\%}$	18,69	22,49	26,24	31,17	34,97
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	<b>10,90</b>	<b>13,12</b>	<b>15,31</b>	<b>18,18</b>	<b>20,40</b>

**e .Formule d'Alexeev**

$$Q_{\max,p\%} = 0,34(P_{tc})^{4/3} \dots\dots\dots (II.42)$$

$P_{tc}$ : pluies de courte durée.

**Tableau III.24:** Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Alexeev).

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
$P_{\max j\%}$	18,69	22,49	26,24	31,17	34,97
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	<b>16,86</b>	<b>21,58</b>	<b>26,51</b>	<b>33,35</b>	<b>38,88</b>

**Tableau III.25 :** Récapitulatif des résultats de débit de crue.

FORMULE	$Q_{20\%}$ (M <sup>3</sup> /S)	$Q_{10\%}$ (M <sup>3</sup> /S)	$Q_{5\%}$ (M <sup>3</sup> /S)	$Q_{2\%}$ (M <sup>3</sup> /S)	$Q_{1\%}$ (M <sup>3</sup> /S)
Mallet - Gauthier	<b>10,14</b>	<b>11,83</b>	<b>13,31</b>	<b>15,05</b>	<b>16,24</b>
Sokolovsky	<b>1,73</b>	<b>2,68</b>	<b>3,57</b>	<b>5,38</b>	<b>6,57</b>
Turraza	<b>5,26</b>	<b>6,9</b>	<b>8,93</b>	<b>11,14</b>	<b>12,51</b>
Possenti	<b>10,90</b>	<b>13,12</b>	<b>15,31</b>	<b>18,18</b>	<b>20,40</b>
Alexeev	<b>16,86</b>	<b>21,58</b>	<b>26,51</b>	<b>33,35</b>	<b>38,88</b>

### e. Conclusion

La formule la plus intéressante est celle de Possenti, dont le débit été calculé en fonction de la période considérée, et la pluie moyenne journalière, ainsi les caractéristiques générale du bassin versant.

**Tableau III.26 : Débits fréquentielles calculés**

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	<b>10,90</b>	<b>13,12</b>	<b>15,31</b>	<b>18,18</b>	<b>20,40</b>

#### III.5.1.1 Hydrogramme de crue

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

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on a suivi la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

##### a. Pour le temps de montée

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.43)$$

$T_m = t_c$  : Temps de montée.

##### b. Pour la décrue

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec:  $t_d = \delta t_m$  (Sokolovski)

$\delta$  : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend  $\delta=3$ .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5; 10 ; 20 ; 50 et 100ans), sont donnés dans le tableau III.27.

**Tableau III.27** : Débits fréquentielles pour la construction des hydrogrammes de crue.

temps	Qmax(20%)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax(2%)	Qmax(1%)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,164	0,198	0,230	0,274	0,307
0,4	0,656	0,790	0,922	1,095	1,228
0,6	1,477	1,778	2,074	2,463	2,764
0,8	2,626	3,160	3,688	4,379	4,914
1	4,103	4,938	5,762	6,843	7,678
1,2	5,908	7,111	8,298	9,853	11,056
1,4	8,041	9,679	11,294	13,411	15,049
1,6	10,502	12,641	14,752	17,517	19,656
1,63	10,900	13,120	15,310	18,180	20,400
1,8	2,7503	3,310	3,863	4,587	5,147
2	2,2501	2,708	3,160	3,753	4,211
2,2	1,8145	2,184	2,549	3,026	3,396
2,4	1,4391	1,732	2,021	2,400	2,693
2,6	1,1195	1,347	1,572	1,867	2,095
2,8	0,8510	1,024	1,195	1,419	1,593
3	0,6293	0,758	0,884	1,050	1,178
3,2	0,4499	0,542	0,632	0,750	0,842
3,4	0,3084	0,371	0,433	0,514	0,577
3,6	0,2001	0,241	0,281	0,334	0,375
3,8	0,1207	0,145	0,170	0,201	0,226
4	0,0657	0,079	0,092	0,110	0,123
4,2	0,0306	0,037	0,043	0,051	0,057
4,4	0,0110	0,013	0,015	0,018	0,021
4,6	0,0023	0,003	0,003	0,004	0,004
4,8	0,0001	0,000	0,000	0,000	0,000
4,89	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000

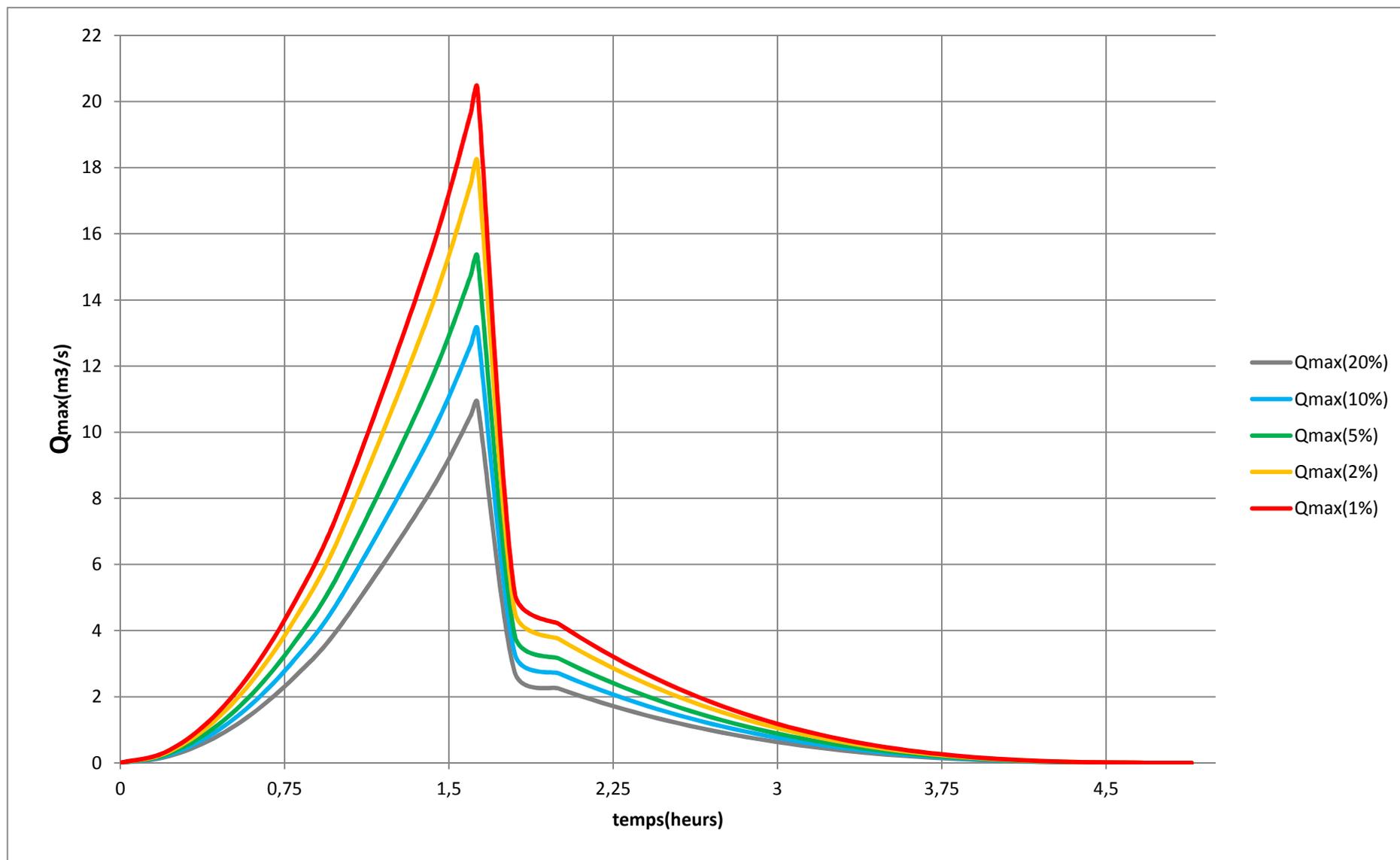


Figure III.14: Hydrogramme des crues Probables.

### III.5.2 Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre, le laminage de la crue par la retenue, ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont. Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R. Rolley, 1977), on site :

- ✓ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- ✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que:

1- Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

**Tableau III.28** : Catégories des dommages résultant des crues.

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

**Tableau III.29:** Crue de projet recommandée.

Catégories des dommages		Crue de projet recommandée probabilité de dépassement annuelle		
Elevés	- Perte de vie; - Dommage considérable	1/100000	à	1/10000
Importants	- Pas de perte de vie; - Dommages importants.	1/10000	à	1/1000
Faibles	- Pas de perte de vie; - Dommages légers.	1/1000	à	1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle – perméabilité...)

- On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I<sub>a</sub> : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I<sub>d</sub> : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I<sub>r</sub> : représente les risques.

- SI :

1- Le risque est faible (I<sub>g</sub>=1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2- Le risqué est moyen (I<sub>g</sub>=2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3- Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

**Tableau III.30** : Choix de la crue de projet.

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODERE)	RISQUE IMPORTANT
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)+revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max}(0.1\%)$ et $Q_{max}(0.2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines - volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue centennale : D'où  $Q=20,4m^3/s$

### III.5.3 Transport solide

L'écoulement de sédiments est le composant solide du torrent qui coule par la voie. Le transport des solides est entamé avec les processus d'érosion qui se produisent dans les rivières du bassin versant vers le courant hydrique. Du point de vue hydrologique pratique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage; lequel comprend à son tour, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

Vu l'absence de données sur les apports solides, le transport solides en suspension particulièrement, les formules empiriques sont utilisées pour la détermination du taux de dégradation spécifique.

### III.5.4 Formules empiriques

#### a. Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0,15} \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec :

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

$L_0$  : la lame écoulée en (mm).

$T$  : temps d'exploitation [ $T = 15$  ans]

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha=350$ (moyenne à faible).

**AN :**

**$T_s=607,123$  (t/Km<sup>2</sup>.an).**

#### b. Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec :

$T_a$  : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup>an)

$P_m$ : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux =53,94mm;

$P_A$ : Pluie moyenne annuelle = 329,01mm;

$h = 45\%(H_{\max} - H_{\min})$  [m];

$H_{\max}$ : Altitude maximale = 327m;

$H_{\min}$  : Altitude minimale = 125m;

$S$  : Surface du bassin versant = 3,0Km<sup>2</sup>.

**AN:**

**D'où  $T_a=347,15$  t/Km<sup>2</sup>/an**

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation ;

- La bande forestière.

### Conclusion

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique.

#### III.5.5 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

##### a. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.47)$$

AN:

T : Durée de vie du barrage (15 ans);

$\gamma_s$ : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m<sup>3</sup>);

S : Surface du bassin versant 03 Km<sup>2</sup>

D'où  $V_m = 17075,33 \text{ m}^3$  Pour 15 ans d'exploitation.

##### b. Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (III.48)$$

$Q_s$  : Le débit solide (t/an).

$\delta_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta_s = 1,6 \text{ t/m}^3$ ).

$$Q_s = T_s \cdot S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$Q_s = 1821,37 \text{ t/an}$$

T : Délai de service ; T = 15 ans.

D'où :

$$V_m = 17929,11 \text{ m}^3$$

### Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à  $V_m=17929,11m^3$  pour 15 ans d'exploitation.

### III.6 Régularisation <sup>[5]</sup>

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de **L'Oued GLIB ETTIR**, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour une retenue collinaire, seule la régularisation saisonnière est entre prise

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport ( $A_{80\%}$   $Hm^3$ ).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue Figure III.16.

#### III.6.1 Répartition des besoins

Les valeurs des besoins en eau destinées à l'irrigation des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie). La surface d'irrigation est 16 Ha.

**Tableau III.31** : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Besoin en eau ( $Mm^3$ )* $10^{-2}$	0.3	0	0	0	0	0	0	0.9	0.12	0.15	0.12	0.9	2.49

Source: Institut National d'Agronomie.

#### III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ ( $Hm^3$ )

Les distributions moyennes mensuelles de l'apport moyen annuel et de l'apport correspondant à la fréquence de 80 % sur oued **GLIB ETTIR** sont portées dans le tableau suivant :

**Tableau III.32:** Répartition mensuelle des apports.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mia	juin	juil	aou
Pluies mens(%)	2,78	8,67	11,73	16,39	15,12	14,29	11,20	9,46	7,8	1,54	0,37	0,64
$A(\text{Mm}^3) * 10^{-2}$	0,33	1,02	1,38	1,93	1,78	1,69	1,32	1,12	0,92	0,18	0,04	0,08
$A_{80\%}(\text{Mm}^3) * 10^{-3}$	2,1	6,4	8,7	12,1	11,2	10,6	8,3	7	5,8	1,1	0,3	0,54

### III.6.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la côte de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.49)$$

$$\Delta V_i = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$$

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

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

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

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

Le tableau III.33 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

**Tableau III.33** : Courbes topographiques et volumétriques

côte (m.NGA)	H (m)	surface (km <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (km <sup>2</sup> )	ΔH (m)	ΔV (Hm <sup>3</sup> )	V <sub>I</sub> (Hm <sup>3</sup> )
125	0	0,0000	*****	*****	*****	00
			0,0007	1,0000	0,007	0,007
126	1	0,0013	0,0019	1,0000	0,0026	0,0096
127	2	0,0025	0,0031	1,0000	0,0055	0,0151
128	3	0,0037	0,0044	1,0000	0,01	0,0251
129	4	0,005	0,0057	1,0000	0,016	0,0411
130	5	0,0063	0,0071	1,0000	0,024	0,0651
131	6	0,0078	0,0086	1,0000	0,032	0,0971
132	7	0,0093	0,0107	1,0000	0,042	0,1391
133	8	0,0120	0,0133	1,0000	0,055	0,1941
134	9	0,0200	0,0155	1,0000	0,066	0,2601
135	10	0,0300	0,0529	1,0000	0,122	0,3821
136	11	0,043	0,0292	1,0000	0,163	0,5451
137	12	0,0491	0,0674	1,0000	0,221	0,7661
138	13	0,0524				

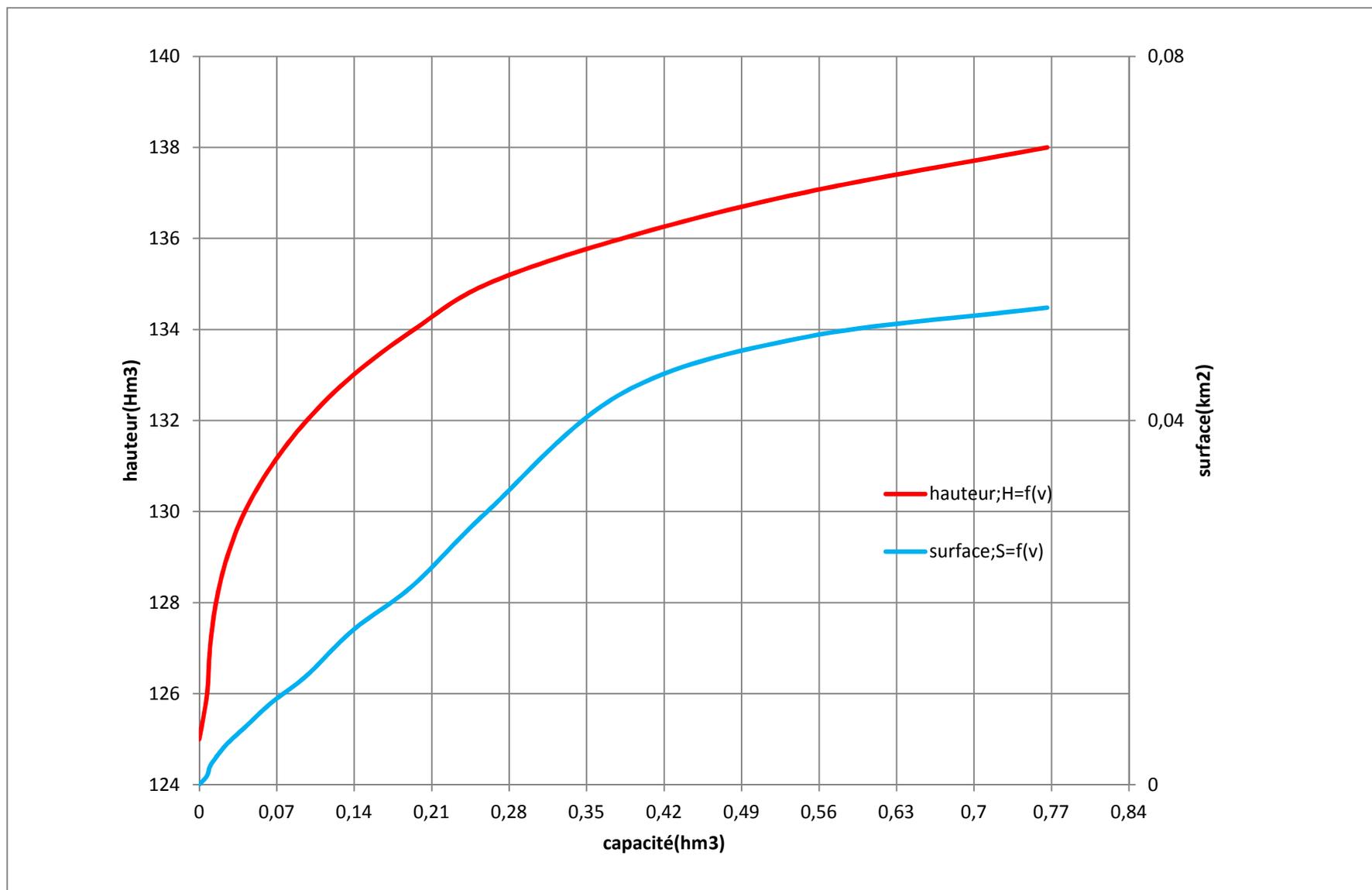


Figure III.15: courbe (hauteur-capacité-surface)

### III.6.4 Calcul du volume utile

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

- L'apport annuel  $A_{80\%}$ .
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "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 " $V_s$ " et " $V_d$ ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

Les calculs se font comme suit :  $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$

#### III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

Du Tableau III.34 on a :

$$V_s = 0,0613 \text{ M m}^3.$$

$$V_d = 0,0472 \text{ M m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 0,0472 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots \dots \dots (III.50)$$

D'où :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,0472 + 0,0179 = 0,0651 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{NNR} = 0,0651 \text{ Mm}^3 \Rightarrow \text{NNR} = 131 \text{m.NGA}$$

**Tableau III.34:** régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm<sup>3</sup>).

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A <sub>80%</sub> -U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>rf</sub> (Mm3)	V <sub>ri</sub> (Mm3)	S (Mm3)
Octobre	0,0064	0,003	+0,0034	0,0179	0,0179	
Novembre	0,0087	00	+0,0087	0,0213	0,0213	
				0,030	0,030	
Décembre	0,0121	00	+0,0121	0,0421	0,0421	
Janvier	0,0112	00	+0,0112	0,0533	0,0533	
				0,0639	0,0639	
Février	0,0106	00	+0,0106	0,0722	0,0651	0,0071
Mars	0,0083	00	+0,0083	0,0721	0,0651	0,007
				0,0619	0,0619	
Avril	0,007	0,00	+0,007	0,051	0,051	
Mai	0,0058	0,009	-0,0032	0,0363	0,0363	
				0,0248	0,0248	
Juin	0,0011	0,012	-0,0109	0,0179	0,0179	∑ 0,0141
Juillet	0,0003	0,015	-0,0147			
Août	0,00054	0,012	-0,0115			
Septembre	0,0021	0,009	-0,0069			

Avec :

V<sub>rf</sub> : Volume de remplissage final

V<sub>ri</sub> : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

#### III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

**a. Pertes par évaporation**

$$\text{On a: } V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.51)$$

$V_{ep}$  : volume perdu à cause de l'évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{moy}$ ).

$V_{moy}$  : volume moyenne.

$$\left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.52)$$

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

**b .Pertes par Infiltration**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

$V_{inf}$  : volume perdu a cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.35.

$$V_{moy}: \text{ volume moyenne } \left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

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

**Tableau III.35:** valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologique.

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

On prend  $\delta=1$

**C .Estimation de l'erreur**

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calcules on doit vérifier la condition suivant :

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \zeta < 2\%$$

$V_u$  : volume utile sans tenir compte des pertes.

$V'_u$  : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ( $1\% < \zeta < 2\%$ ) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

▪ **La première approximation**

D'après le tableau III.36 on a :

$$V_s = 0,0548 \text{ Mm}^3. \quad \text{Et} : \quad V_d = 0,0534 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que la l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 0,0534 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,0534 + 0,00179 = 0,0713 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{D'où} : V_{\text{NNR}} = 0,0713 \text{ Mm}^3. \Rightarrow \quad \text{NNR} = 131,19 \text{ m.NGA}$$

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 = 13,13 \%$$

Donc on fait une deuxième approximation

▪ **La deuxième approximation**

D'après le tableau III.37 on a  $V_s$  est toujours supérieur à  $V_d$  et donc on admet un volume utile de :

$$V_s = 0,0549 \text{ Mm}^3. \quad \text{Et} : \quad V_d = 0,0537 \text{ Mm}^3.$$

$$V'_u = V_d = 0,0537 \text{ Mm}^3$$

$$\text{D'où} : V'_{\text{NNR}} = 0,0716 \text{ Mm}^3. \quad \Rightarrow \quad \text{NNR} = 131,2 \text{ m.NGA}$$

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 = 0,56 \%$$

La régularisation saisonnière est représentée dans les tableaux III.36 et III.37 suivants.

**Tableau III.36** : régularisation saisonnière avec les pertes (La première approximation).

Mois	$V_{rf,i}$	$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{inf}$	$V_{evp}$	$\pi$	$W_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	$U_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	$W-U-\pi$ ( $Mm^3$ )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Km^2$ )	(mm)	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )				$V_{ri}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	S ( $Mm^3$ )
Septembre	0,0179	0,0196	0,0048	0,129	0,000196	0,0006	0,0008	0,0064	0,003	0,0026	0,0179	0,0179	
	0,0213										0,0205	0,0205	
Octobre	0,030	0,0257	0,0053	0,098	0,000257	0,0005	0,0008	0,0087	00	0,0079	0,0284	0,0284	
											0,0421	0,0397	0,0397
Novembre	0,0533	0,0361	0,0061	0,066	0,000361	0,0004	0,0008	0,0121	00	0,0113	0,0501	0,0501	
											0,0477	0,0597	0,0597
Décembre	0,0639	0,0477	0,0070	0,05	0,000477	0,0003	0,0008	0,0112	00	0,0104	0,0669	0,0669	
											0,0586	0,0727	0,0713
Janvier	0,0651	0,0586	0,0078	0,047	0,000586	0,0004	0,0010	0,0106	00	0,0096	0,0668	0,0668	
											0,0639	0,0545	0,0545
Février	0,0651	0,0645	0,0083	0,053	0,000645	0,0004	0,0011	0,0083	00	0,0072	0,0385	0,0385	
											0,0651	0,0258	0,0258
Mars	0,0651	0,0651	0,0083	0,071	0,000651	0,0006	0,0012	0,007	0,00	0,0058	0,0179	0,0179	$\sum$ 0,0014
											0,0651	0,0179	0,0179
Avril	0,0619	0,0635	0,0082	0,082	0,000635	0,0007	0,0013	0,0058	0,009	-0,0045			
											0,0619		
Mai	0,051	0,0565	0,0077	0,11	0,000565	0,0008	0,0014	0,0011	0,012	-0,0123			
											0,051		
Juin	0,0363	0,0437	0,0067	0,136	0,000437	0,0009	0,0013	0,0003	0,015	-0,016			
											0,0363		
Juillet	0,0248	0,0306	0,0057	0,154	0,000306	0,0009	0,0012	0,00054	0,012	-0,01266			
											0,0248		
Août	0,0179	0,0214	0,0049	0,157	0,000214	0,0008	0,0010	0,0021	0,009	-0,0079			
											0,0179		

**Tableau III.37 : régularisation saisonnière avec les pertes (La deuxième approximation).**

Mois	$V_{rf,i}$	$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{inf}$	$V_{evp}$	$\pi$	$W_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	$U_{80\%}$ ( $Mm^3$ )	$W-U-\pi$ ( $Mm^3$ )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Km^2$ )	(mm)	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )				$V_{ri}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	S ( $Mm^3$ )
Septembre	0,0179	0,0192	0,0048	0,129	0,000192	0,0006	0,0008	0,0064	0,003	0,0026	0,0179	0,0179	
	0,0205										0,0205		
Octobre	0,0284	0,0245	0,0052	0,098	0,000245	0,0005	0,0008	0,0087	00	0,0079	0,0284	0,0284	
	0,0397										0,0398		
Novembre	0,0397	0,0341	0,0059	0,066	0,000341	0,0004	0,0007	0,0121	00	0,0114	0,0398	0,0398	
	0,0501										0,0502	0,0502	
Janvier	0,0501	0,0549	0,0075	0,047	0,000549	0,0004	0,0009	0,0106	00	0,0097	0,0599	0,0599	
	0,0597										0,0671	0,0671	
Février	0,0597	0,0633	0,0082	0,053	0,000633	0,0004	0,0011	0,0083	00	0,0072	0,0728	0,0716	0,0012
	0,0669										0,067	0,067	
Mars	0,0669	0,0698	0,0087	0,071	0,000698	0,0006	0,0013	0,007	0,00	0,0057	0,067	0,067	
	0,0727										0,0546	0,0546	
Avril	0,0727	0,0698	0,0087	0,082	0,000698	0,0007	0,0014	0,0058	0,009	-0,0046	0,067	0,067	
	0,0668										0,0385	0,0385	
Mai	0,0668	0,0607	0,0080	0,11	0,000607	0,0009	0,0015	0,0011	0,012	-0,0124	0,0258	0,0258	
	0,0545										0,0322	0,0322	
Juin	0,0545	0,0465	0,0069	0,136	0,000465	0,0009	0,0014	0,0003	0,015	-0,0161	0,0179	0,0179	$\Sigma$ 0,0012
	0,0385										0,0179	0,0179	
Juillet	0,0385	0,0322	0,0058	0,154	0,000322	0,0009	0,0012	0,00054	0,012	-0,0127	0,0179	0,0179	
	0,0258												
Août	0,0258	0,0219	0,0050	0,157	0,000219	0,0008	0,0010	0,0021	0,009	-0,0079			
	0,0179												

## II.7 Laminage des crues

Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.53)$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l' instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.54)$$

Où :

$\frac{dh}{dt}$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue,

### III.7.1 Le procédés de calcul

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons la méthode Méthode de Kotcherine.

#### a. Méthode de KOTCHERINE

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

1. l'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).

4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

### a.1. Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left( 1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right) \dots \dots \dots (III.55)$$

Où :

$V_F$  : le volume d'eau en charge,

$V_C$  : le volume de la crue,

$Q_{\%}$  : le débit de la crue,

$q_{\text{lam}}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left( 1 - \frac{V_F}{V_C} \right)$$

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

### a.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (III.56)$$

Où :

$m$  : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge  $H$ , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,48;

$g$  : l'accélération de pesanteur; [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ];

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne ( $V_{\text{moy}}$ ) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots\text{(III.57)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 16 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots\text{(III.58)}$$

Où :

$H_o$  : Est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$  : La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : La hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de  $q_{\text{lam}}$ . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b".

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

**Tableau III.38** : Données initiales.

Données initiales	
g	<b>9,81 m/s<sup>2</sup></b>
α	<b>1</b>
Q <sub>1%</sub>	<b>20,40 m<sup>3</sup>/s</b>
V <sub>crue 1%</sub>	<b>128520 m<sup>3</sup></b>
m	<b>0,49</b>
P	<b>1,5 m</b>

**Tableau III.39** : 1 ère étape de calcul.

b	H	débit	surface	vitesse	V <sub>forcé</sub>
(m)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(Mm <sup>3</sup> )
4	0,5	3,07	8	0,38	0,0050
6	0,75	8,46	13,5	0,63	0,01122
8	1	17,36	20	0,87	0,0182
10	1,25	30,33	27,5	1,10	0,0261
12	1,5	47,85	36	1,33	0,0384
14	1,75	70,34	45,5	1,55	0,04605
16	2	98,22	56	1,75	0,0594

**Tableau III.40** : 2 ème étape de calcul.

H	V <sub>moy</sub>	H <sub>0</sub>	Débit (m <sup>3</sup> /s)						
(m)	(m/s)	(m)	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
0,5	0,38	0,51	3,16	4,74	6,32	7,90	10,62	11,07	12,65
0,75	0,63	0,77	5,87	8,80	11,73	14,66	17,60	20,53	23,46
1	0,87	1,04	9,21	13,81	18,42	23,02	27,62	32,23	36,83
1,25	1,10	1,31	13,02	19,53	26,03	32,54	39,05	45,56	52,07
1,5	1,33	1,59	17,41	26,11	34,81	43,52	52,22	60,92	69,62
1,75	1,55	1,87	22,20	33,30	44,40	55,50	66,60	77,70	88,80
2	1,75	2,16	27,56	41,34	55,12	68,90	82,68	96,46	110,24

**Tableau III.41** : 3 ème étape de calcul.

H	V <sub>forcé</sub>	q	Débit (m <sup>3</sup> /s)						
(m)	(Mm <sup>3</sup> )	Laminé (m <sup>3</sup> /s)	b=4m	b=6 m	b=8 m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
0,5	0,0050	19,61	3,16	4,74	6,32	7,90	10,62	11,07	12,65
0,75	0,01122	18,62	5,87	8,80	11,73	14,66	17,60	20,53	23,46
1	0,0182	17,51	9,21	13,81	18,42	23,02	27,62	32,23	36,83
1,25	0,0261	16,26	13,02	19,53	26,03	32,54	39,05	45,56	52,07
1,5	0,0384	14,30	17,41	26,11	34,81	43,52	52,22	60,92	69,62
1,75	0,04605	13,09	22,20	33,30	44,40	55,50	66,60	77,70	88,80
2	0,0594	10,97	27,56	41,34	55,12	68,90	82,68	96,46	110,24

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q = f(h)$  comme montre la Figure III.17 et III.18. Tous les calculs et résultats sont illustres dans le tableau suivant :

**Tableau II.42** :récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m <sup>3</sup> /s)	V <sub>forcé</sub> (Mm <sup>3</sup> )
4	1,38	132,58	14,07	0,0350
6	1,14	132,34	15,85	0,0242
8	0,97	132,17	16,59	0,0155
10	0,86	132,06	17,31	0,0182
12	0,78	131,98	17,94	0,0140
14	0,71	131,91	18,18	0,0100
16	0,65	131,85	18,20	0,0057

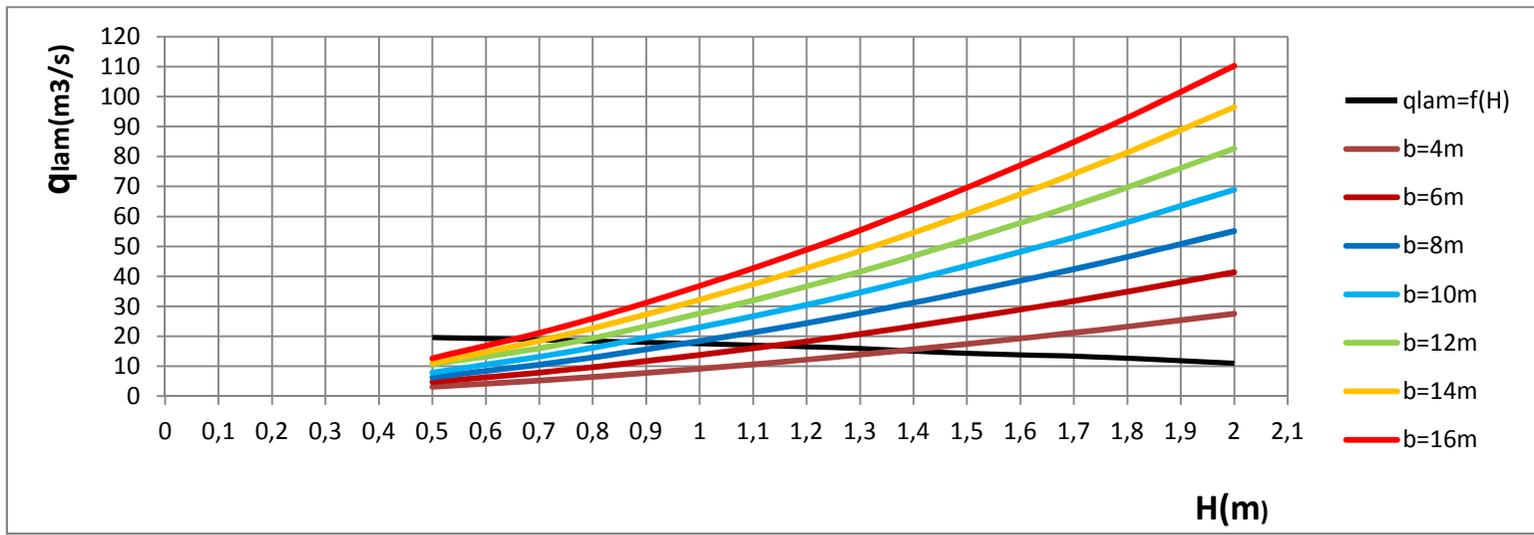


Figure III.16 :  $Q_{lam}=f(H)$

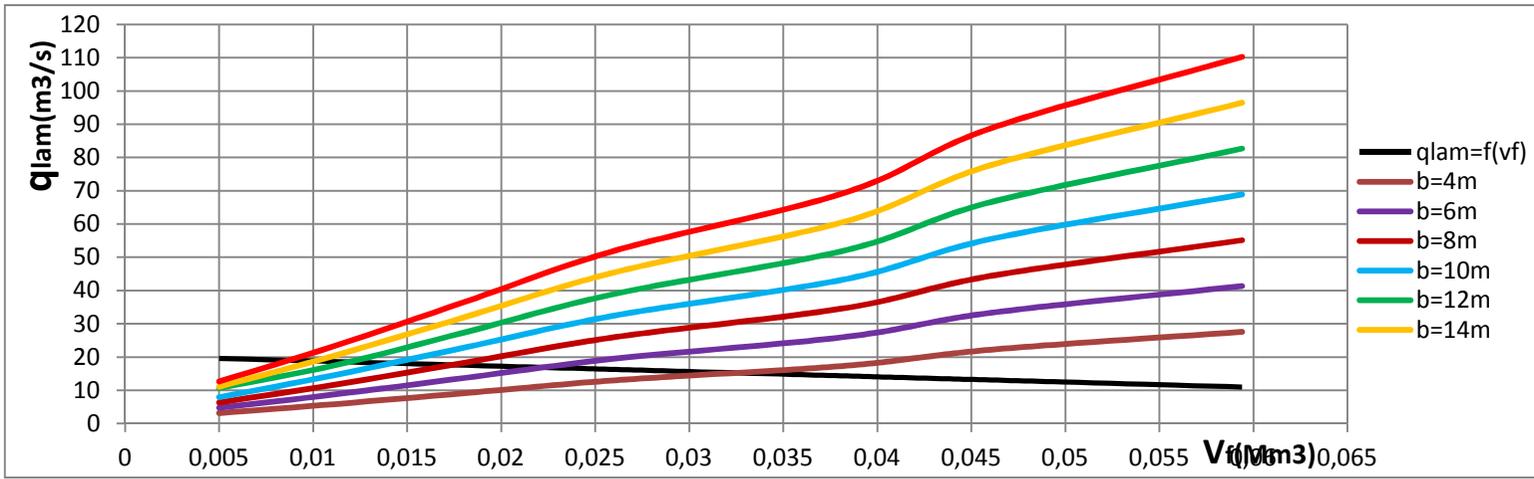


Figure III.17:  $Q_{lam}=f(V_f)$

### III.8 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.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.59)$$

$V_i$  : le volume du barrage à la cote  $i$ .

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$

$$\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots(III.60)$$

$B_i$  : Largeur de base  $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus.

$b$  : Largeur en crête (m).

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t] \dots\dots\dots(III.61)$$

$R$  : Revanche en (m).

$t$  : Tassement en (m).

#### III.8.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

##### a. Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec :} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.62)$$

$V$  : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,216 km].

$$\text{A.N : } H=0,75+0,34(0,216)^{0,5}-0,26(0,216)^{0,25}=0,731\text{m}$$

D'où :

$$V=1,5+2.H=1,5+2. 0,731=2,962 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R=0,75 + \frac{(2,962)^2}{2g} = 0,995 \approx 1\text{m}$$

### b. Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec : } H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.63})$$

A.N :

$$H=0,5+0,33(0,216)^{0,5}=0,653\text{m}$$

$$V=1,5+2. 0,653=2,806\text{m/s}$$

$$\text{Donc : } R=0,653 + \frac{(2,806)^2}{2g} = 1,05\text{m}$$

### c. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad R=1+0,3 \cdot \sqrt{0,216} = 1,14\text{m}$$

### Conclusion

On prend une valeur la plus proche à la moyenne donc : R=1,05m

### III.8.1.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

#### 1. Formule de KNAPENT

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.64})$$

#### 2. Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{III.65})$$

#### 3. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE)

$$b_{cr} = (3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b}) - 3 \dots\dots\dots(\text{III.66})$$

#### 4. Formule PRATIQUE

$$b_{cr} = 5/3 \sqrt{H_b} \dots \dots \dots (III.67)$$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t.$$

On admet une valeur de  $t = 0,5$  mètre pour le tassement du retenue, le tableau III.43 nous donne les résultats du calcul pour les différents largeurs et lames déversantes.

**Tableau III.43:** Différentes largeurs en crête.

Largeur en crête du barrage (m)							
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées			
				KNAPENT	PREECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE
4	1,38	0,5	9,13	4,99	4,32	4,52	5,04
6	1,14	0,5	8,89	4,92	4,28	4,46	4,97
8	0,97	0,5	8,72	4,87	4,25	4,41	4,92
10	0,86	0,5	8,61	4,84	4,23	4,38	4,89
12	0,78	0,5	8,53	4,82	4,21	4,36	4,87
14	0,71	0,5	8,46	4,80	4,20	4,34	4,85
16	0,65	0,5	8,40	4,78	4,19	4,32	4,83

On opte pour une largeur de crête égale à : **5 m**

#### III.8.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue

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

**Tableau III.44 :** Coût et volume de la digue.

Coût de la digue		
Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m <sup>3</sup> )	Coût de la digue Millions (DA)
4	36740,50	14,70
6	34195,52	13,68
8	32522,33	13,00
10	32228,40	12,89
12	32125,89	12,85
14	31825,58	12,73
16	31700,85	12,68

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2,5 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

### III.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

#### III.8.2.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est  $m = 0,49$

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,8} \dots\dots\dots(III.68)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :  $V_{\text{dév}} = S \cdot L$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera donné dans le tableau III.45.

**Tableau III.45 : coût de déversoir**

Largeurs déversantes (m)	Section (m <sup>2</sup> )	Volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût du déversoir Millions (DA).
4	2,37	09,48	0,24
6	2,09	12,54	0,31
8	1,80	14,40	0,36
10	1,76	17,60	0,44
12	1,62	19,44	0,49
14	1,58	22,12	0,55
16	1,51	24,16	0,60

### III.8.2.2 Calcul du coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 40,40mètre (selon le plan topographique).Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(III.69)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,5 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = \left( Q_{e, \text{max}} \right)^{0,4} \dots\dots\dots(III.70)$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(III.71)$$

$s_i, s_{i+1}$  : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

$d$  : la distance entre deux coupes.

Le Tableau III.46 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

**Tableau III.46 : Coût de coursier.**

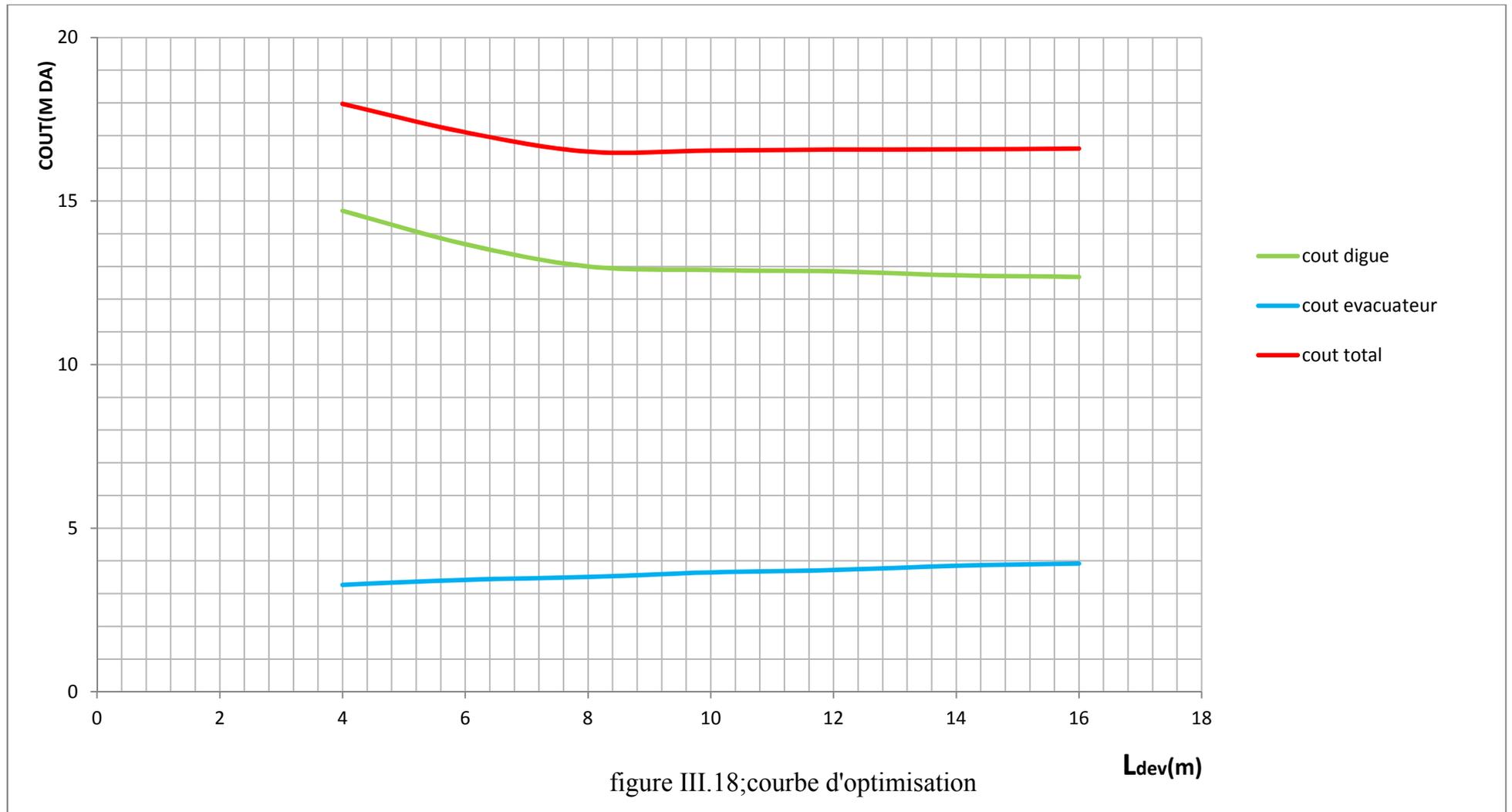
Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m3/s)	largeur de coursier (m)	surface de béton (m <sup>2</sup> )	volume de béton (m3)	volume de déblais (m3)	coût de béton Millions DA	coût de déblais Millions DA	coût total Millions DA
4	14,07	2,88	2,85	115,14	382,70	2,88	0,153	3,03
6	15,85	3,02	2,92	117,97	390,66	2,95	0,156	3,11
8	16,59	3,08	2,96	119,58	405,17	2,99	0,162	3,15
10	17,31	3,13	3,01	121,6	420,80	3,04	0,168	3,21
12	17,94	3,17	3,03	122,41	421,13	3,06	0,168	3,23
14	18,18	3,19	3,10	125,24	427,22	3,13	0,170	3,30
16	18,20	3,19	3,12	126,05	428,25	3,15	0,171	3,32

**III.8.3le coût total du barrage**

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau III.47

**Tableau III.47 : coût Totale du Retenue.**

Largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
4	14,70	0,24	3,03	17,97
6	13,68	0,31	3,11	17,1
8	13,00	0,36	3,15	16,51
10	12,89	0,44	3,21	16,54
12	12,85	0,49	3,23	16,57
14	12,73	0,55	3,30	16,58
16	12,68	0,60	3,32	16,60



D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.19, la largeur déversant donnant le coût minimum est 8mètre.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 8.72 \text{ mètre.}$$

Et le niveau de crête est :

$$\text{Crête} = 133,72 \text{ mètre.}$$

Tableau III.48:Les caractéristiques de la retenue.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	128.3
Cote NNR	m	131.2
Cote NPHE	m	132,17
Cote du fond	m	125
Cote de la crête	m	133.72
Volume au NVM	m <sup>3</sup>	17929
Volume au NNR	m <sup>3</sup>	71629
Volume utile	m <sup>3</sup>	53700
Largeur de déversoir	m	8
La hauteur de charge déverser.	m	0,97
Le débit évacué	m <sup>3</sup> /s	16,59

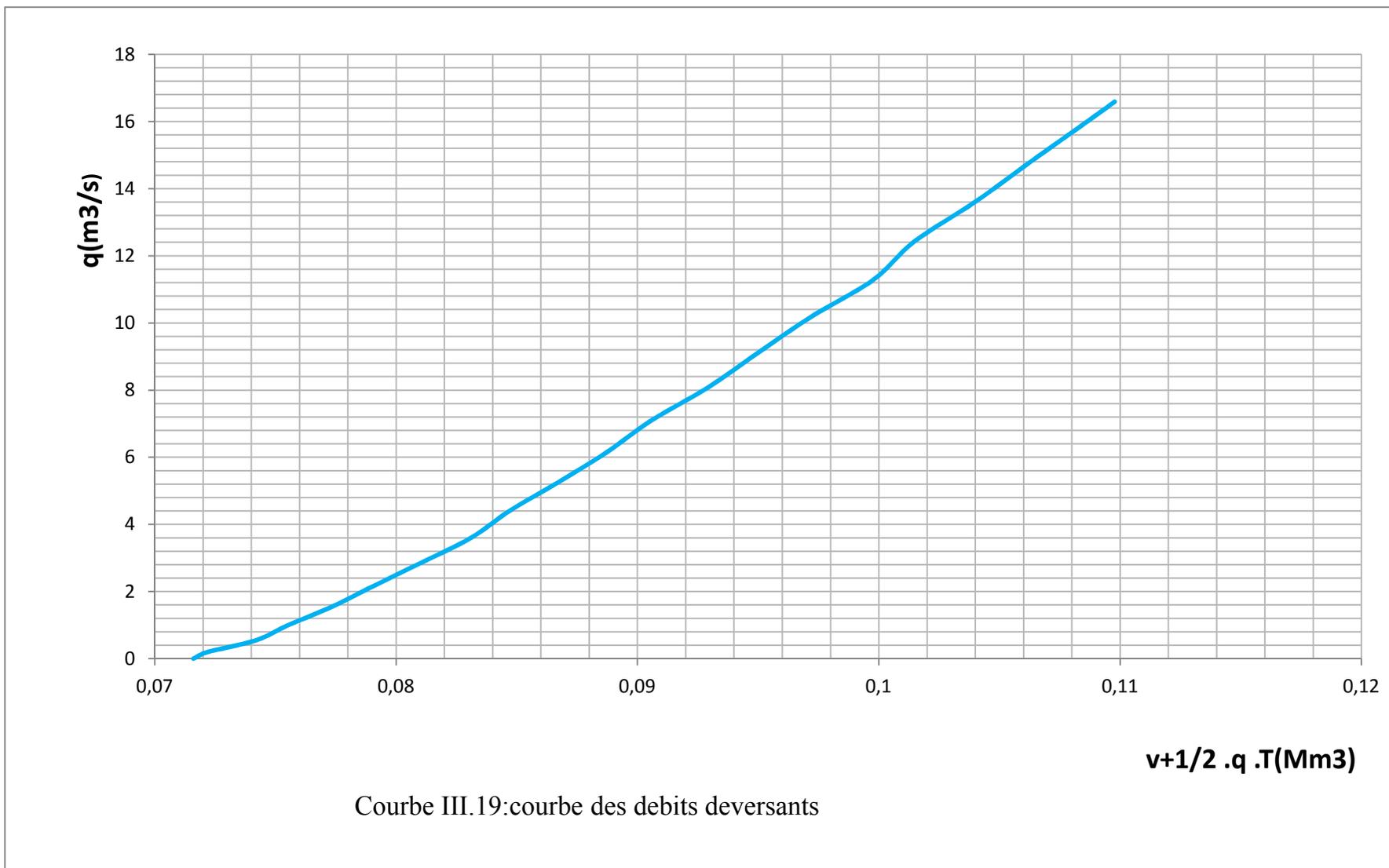
#### III.8.4 Laminage pour un déversoir de largeur b=08 mètres

Connaissent cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

**Tableau III.49** : Volumes et débit déversant.

Cote (m)	Hd	q	$1/2.q.T$	V	$v+1/2.q.T$ (Mm3)
	(m)	(m3/s)	(Mm3)	(Mm3)	
131,2	0	0	0	0,0716	0,0716
131,25	0,05	0,190167	0,00007	0,0721	0,0722
131,3	0,1	0,537874	0,000198	0,074	0,0742
131,35	0,15	0,988138	0,000363	0,0752	0,0756
131,4	0,2	1,521338	0,000559	0,0768	0,0774
131,45	0,25	2,126135	0,000781	0,0783	0,0791
131,5	0,3	2,794876	0,001027	0,08	0,0810
131,55	0,35	3,521947	0,001294	0,0818	0,0831
131,6	0,4	4,302994	0,001581	0,0831	0,0847
131,65	0,45	5,134516	0,001887	0,0848	0,0867
131,7	0,5	6,013617	0,002210	0,0865	0,0887
131,75	0,55	6,937848	0,002550	0,088	0,0905
131,8	0,6	7,905104	0,002905	0,09	0,0929
131,85	0,65	8,913551	0,003276	0,0917	0,0950
131,9	0,7	9,961570	0,003661	0,0935	0,0972
131,95	0,75	11,047719	0,004060	0,0957	0,0998
132	0,8	12,170704	0,004473	0,097	0,1015
132,05	0,85	13,329354	0,004899	0,0991	0,1040
132,1	0,9	14,825158	0,005337	0,101	0,1063
132,15	0,95	16,077591	0,005788	0,103	0,1088
132,17	0,97	16,587967	0,005972	0,1038	0,1098

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir Figure III.19.



**Tableau III.50:** Laminage.

Temps(h)	$Q_{0,1\%}(m^3/s)$	$(Q_{moy})$ $m^3/s$	$(Q_{moy}-q)$ $m^3/s$	$(Q_{moy}-q)\Delta t$ $Mm^3$	$V+1/2*q\Delta t$ $Mm^3$	$q$ $m^3/s$
0	0.00	0.1535	0.1535	0.00011052	0,07160	0.00
0,2	0.307	0.7675	0.7475	0.00053670	0.07171	0.02209
0,4	1.228	1.996	1.8051	0.00129966	0,07225	0.19092
0,6	2.764	3.839	3.2309	0.00232628	0,07355	0.60806
0,8	4.914	6.296	4.9119	0.00353659	0,07587	1.38406
1	7.678	9.367	8.7310	0.00628635	0,07941	2.63596
1,2	11.056	13.0525	11.9764	0.00862299	0,08570	5.07612
1,4	15.049	17.3525	10.8318	0.00779890	0,09432	8.87070
1,6	19.656	20.028	7.6197	0.00548617	0,10212	12.74832
1,63	20.4	12.7735	4.5338	0.00326435	0,10760	15.72968
1,8	5.147	4.697	2.0760	0.00149469	0,11087	17.60304
2	4.211	3.8035	-0.1821	-0.00226768	0,11236	18.48558
2,2	3.396	3.0445	-3.1495	-0.00391592	0,11223	18.40755
2,4	2.693	2.394	-5.4388	-0.00499321	0,10996	17.07678
2,6	2.095	1.844	-6.9350	-0.00594434	0,10605	14.86301
2,8	1.593	1.3855	-8.2860	-0.00551239	0,10106	12.19503
3	1.178	1.01	-7.6561	-0.00427738	0,09511	9.24510
3,2	0.482	0.7095	-5.9408	-0.00320175		6.72931
3,4	0.577	0.476	-4.4469	-0.00241455	0,08960	4.92288
3,6	0.375	0.3005	-3.3535	-0.00185030	0,08532	3.65405

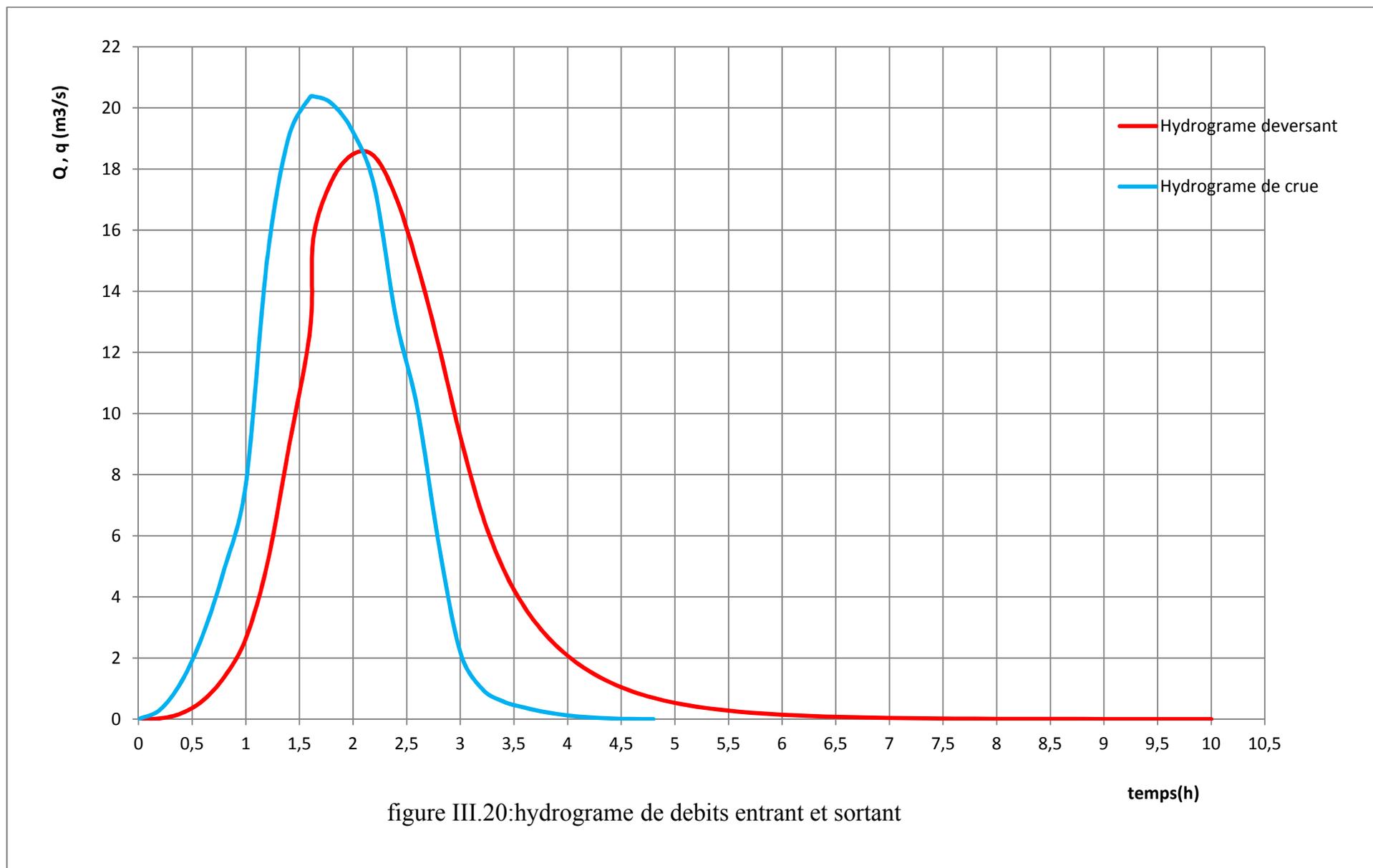
3,8	0.226					
		0.1745	-2.5699	-0.00142901	0,08212	2.74437
4	0.123					
		0.09	-1.9847	-0.00110511	0,07970	2.07473
4,2	0.057					
		0.039	-1.5349	-0.00085232	0,07785	1.57387
4,4	0.021					
		0.0125	-1.1838	-0.00065439	0,07643	1.19628
4,6	0.004					
		0.002	-0.9089	0.00050052	0,07532	0.91087
4,8	0.00					
		0,000	-0.6952	-0.00038318	0,07447	0.69517
5	0,00					
		0,000	-0.5322	-0.00029420	0,07381	0.53220
5,2	0,00					
		0,000	-0.4086	-0.00022638	0,07331	0.40861
5,4	0					
		0,000	-0.3144	-0.00017449	0,07293	0.31442
5,6	0					
		0,000	-0.2423	-0.00013467	0,07264	0.24235
5,8	0					
		0,000	-0.1870	-0.00010404	0,07241	0.18704
6	0					
		0,000	-0.1445	-0.00008044	0,07223	0.14450
6,2	0					
		0,000	-0.1117	-0.00006223	0,07210	0.11172
6,4	0					
		0,000	-0.0864	-0,00004816	0,07200	0.08643
6,6	0					
		0,000	-0.0669	-0,00003729	0,07192	0.06690
6,8	0					
		0,000	-0.0518	-0,00002888	0,07185	0.05179
7	0					
		0,000	-0.0401	-0,00002237	0,07181	0.04011
7,2	0					
		0,000	-0.0311	-0,00001733	0,07177	0.03107
7,4	0					
		0,000	-0.0241	-0,00001343	0,07174	0.02407
7,6	0					
		0,000	-0.0187	-0,00001041	0,07172	0.01865
7,8	0					
		0,000	-0.0145	-0,00000807	0,07170	0.01446
8	0					
		0,000	-0.0112	-0,00000625	0,07169	0.01120
8,2	0					
		0,000	-0.0087	-0,00000485	0,07168	0.00868

8,4	0					
		0,000	-0.0067	-0,00000376	0,07167	0.00673
8,6	0					
		0,000	-0.0052	-0,00000291	0,07166	0.00522
8,8	0					
		0,000	-0.0040	-0,00000226	0,07166	0.00404
9	0					
		0,000	-0.0031	-0,00000175	0,07165	0.00313
9,2	0					
		0,000	-0.0024	-0,00000136	0,07165	0.00243
9,4	0					
		0,000	-0.0019	-0,00000105	0,07165	0.00188
9,6	0					
		0,000	-0.0015	-0,00000081	0,07165	0.00146
9,8	0					
		0,000	-0.0011	-0,00000063	0,07164	0.00113
10	0					
		0,000	-0.0009	-0.000000489	0,07164	0.00018
10,2	0					
					0.07160	0.00000

### Conclusion :

D'après l'étude hydrologique on constate que la hauteur de la retenue collinaire est égale à 08,72m au niveau d'eau normal avec un volume mort de 0,017929Mm<sup>3</sup> et un volume utile de 0,0716Mm<sup>3</sup>, la surface à irrigué est égale à 16 Ha.

Le débit évacué par l'évacuateur des crues est égale à 16,59 m<sup>3</sup>/s avec une largeur de déversoir est égale à 8m et une charge déversante de 0,97m.



# Chapitre IV: Etude des variantes

## Introduction

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

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

### IV.1 Le choix du type de barrage <sup>[3]</sup>

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

#### ➤ La topographie du site

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

#### ➤ La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, alors un site étroit conviendrait mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendrait qu'à un barrage en voûte lorsque les fondations permettent.

#### ➤ Les conditions géologiques et géotechniques

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

#### ➤ **Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

#### **IV.2 Les variantes à proposer**

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, Nous proposons ainsi les variantes suivantes :

##### **a. Barrage en terre homogène <sup>[6]</sup>**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important d'argile imperméable.

##### **b. Barrage zoné a noyau d'argile <sup>[6]</sup>**

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 étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

**c. Barrage en enrochement avec masque en béton**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,...etc

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage et présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre, plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

**IV.3 Définition de profil général du barrage**

**IV.3.1 Hauteur de barrage**

**IV.3.1.1 Calcul de la revanche**

**a. Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s),

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,28 km].

**A.N :**  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,216} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,216} = 0,73$

D'où :  $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,96$

Donc :  $R = 0,75 \cdot 0,73 + \frac{2,96^2}{2 \cdot 9,81} = 0,994 \text{ m}$

**b. Formule de MALLET et PACQUANT**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :  $H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.4)$

**A.N :**  $H = 0,5 + 0,33(0,216)^{0,5} = 0,653 \text{ m}$

$V = 1,5 + 2 \cdot 0,653 = 2,806 \text{ m/s}$

Donc :  $R = 0,653 + \frac{(2,806)^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$

**c. Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.5)$$

$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \qquad R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,216} = 1,14 \text{ m}$

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(IV.6)$$

**IV.3.1.2 Calcul la hauteur du barrage**

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égal à 0,5 ÷ 2 % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d’après la formule suivant :  $T = 0,01 H_b$

Avec :

T=Tassement de la crête du barrage,

$H_b$ =Hauteur du barrage calculée comme suit ;

$$H_b = 131,2 - 125 + 0,97 + 1,05 + 0,5 = \mathbf{8,72m.}$$

**IV.3.2 Largeur en crête**

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

**a. Formule de KNAPPEN**

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(VI.7)$$

**b. Formule de E-F-PREECE**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(VI.8)$$

**c. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE)**

$$b_{cr} = (3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b}) - 3 \dots\dots\dots(VI.9)$$

**d. Formule PRATIQUE**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} + \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(VI.10)$$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m];

**Tableau IV.1:** Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	$b_{cr}$ (m)
KNAPPEN	4,87
E-F-PREECE	4,25
SIMPLIFIEE	4,41
PRATIQUE	4,92
MOYENNE	4,61

On opte pour une largeur de crête égale à **5 m**.

### **IV.3.3 La longueur en crête**

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement et elle est égale à **196,07 m.**

### **IV.3.4 Fixation du choix définitif du type de barrage**

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai). La solution d'un barrage en terre homogène ou pseudo-zoné semble être la solution la plus économique, avant d'arriver au choix finale de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation ;
- Les zones d'emprunt ;
- L'existence de carrière de matériaux de construction ;
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- La sismologie du site ;
- Le volume des matériaux de construction ;
- Le dispositif d'étanchéité ;
- La technologie de réalisation, coûts,....

On propose de réaliser Une étude de comparative technico économique des différents types de barrage proposés.

### **IV.3.5 Pentés des talus**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, le Tableau IV.2 donne les différentes valeurs des pentes des talus amont et aval pour chaque type du barrage en fonction de sa hauteur.

**Tableau IV.2:** Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

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

- Parement amont  $m_1 = 2,5$ .
- Parement aval  $m_2 = 2,5$ .

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

#### **IV.4 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de protection des talus <sup>[8]</sup>**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne l'attaque des vagues sur le parement amont à, il faut en général prévoir une protection des talus.

##### **a. le talus aval**

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

**Remarque :**

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, avoir des glissements d'argiles.

**b. le talus amont**

Sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues ( $h_v$ ) et leur vitesse de propagation ( $V$ ) par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV.11)$$

Où ;  $e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

La valeur de  $C$  est donnée par le Tableau IV.3.

**Tableau IV.3:** Les valeurs de  $C$  en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de $C$ pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,65 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,80 \text{ (t/m}^3\text{)}$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,03
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,22\text{m}$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à  $0,4\text{m}$ .

**IV.4.1 Etanchéité du barrage****a. Le Noyau**

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

### a.1. Dimensionnement du noyau

Niveau en crête:

$$N_{crN} = NC_B - 1 = 133,72 - 1 = 132,72 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6 \cdot H_b = 1/6 * 8,72 = 1,45 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 2 \text{ m}$$

La pente du talus amont et aval du noyau est :  $m = 0,5$ .

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 8,72 - 1 = 7,72 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{min} = 2 * 0,5 * 7,72 + 2 = 9,72 \text{ m}$$

### b. Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval 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 les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

#### b.1. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval 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. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.13)$$

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [ $L_b = 48,6 \text{ m}$ ].

Donc :  $L_d = \frac{48,6}{3} = 16,2 \text{ m}$ .

O prend :  $L_d = 16,2m$ .

**b.1. Dimensionnement du drain prisme**

Hauteur:  $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.14)$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b = 8,72m$ )

On prend  $H_p = 0,18 H_b$

On aura :  $H_p = 1,57 m$

Donc on adopte:  $H_p = 1,6 m$

Largeur en crête:  $b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.15)$

On prend  $b_p = 1/3 h_p = 0,53 m$

Ce qui donne:  $b_p = 0,6 m$

Fruits des talus :  $m_1 = (1 \div 1,75)$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc on prend :  $m_1 = 1,25$

$m_2 = 2,5$

**IV.5 Etude Technico-économique**

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.16)$$

Où :  $N_{cr}$  : Côte de la crête du barrage.

$N_{pi}$  : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi}$$

$b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage.

$B_{pi}$  : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où :  $m_1, m_2$  : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i ; \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec :

$d$  : Distance horizontale séparant deux sections successives  $S_i$  et  $S_{i+1}$   
 En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

#### IV.5.1 Barrage homogène en argile

Pour un barrage homogène en argile limoneuse d'une hauteur de 8.72 mètres, les pentes des talus amont varié entre  $[2,5 \div 3]$  et aval  $[2 \div 2,5]$ .

##### IV.5.1.1. Recharge (argile)

**Tableau IV.4:** volume de recharge (Argile).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	45,7455	25	1143,6375
2	91,491			
3	222,838	157,1645	25	3929,1125
		260,6257	25	6515,6425
4	298,4134	288,6169	25	7215,4225
		264,19485	25	6604,8713
5	278,8204	227,86155	25	5696,5388
		127,98315	25	3199,5788
6	249,5693	24,90625	21,07	524,77469
		206,1538	25	3199,5788
7	206,1538	127,98315	25	3199,5788
		49,8125	25	1247,90625
8	49,8125	24,90625	21,07	524,77469
9	0			
Volume total				34829,578

## IV.5.1.2 Matériaux de protection

Tableau IV.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0,4m).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	3,3648	25	84,12
2	6,7296			
3	10,6924	8,711	25	217,775
4	11,4519	11,07215	25	276,80375
5	10,1293	10,7906	25	269,765
6	9,4291	9,7792	25	244,48
7	8,7483	9,0887	25	227,2175
8	5,1964	6,97235	25	174,30875
9	0,04	2,6182	21,07	55,165474
Volume total				1549,63547

Tableau IV.6: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	1,82555	25	45,63875
2	3,6511			
3	5,6436	4,64735	25	116,18375
4	6,0455	5,84455	25	146,11375
5	5,4005	5,723	25	143,075
6	5,0601	5,2303	25	130,7575
7	4,7197	4,8899	25	122,2475
8	2,8894	3,80455	25	95,11375
9	0	1,4447	21,07	30,439829
Volume total				829,569829

**Tableau IV.7:** Volume de sable, talus amont (e=0,2m).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	1,76545	25	44,13625
2	3,5309			
3	5,9309	4,7309	25	118,2725
		5,93925	25	148,48125
4	5,9476	5,6337	25	140,8425
6	4,9794	4,8036	25	120,09
7	4,6278	3,70115	25	92,52875
8	2,7745	1,38725	21,07	29,2293575
9	0			
Volume total				822,320608

**Tableau IV.8 :** Volume d'engrènement, talus aval (e=0,4m)

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	3,06365	25	76,59125
2	6,1273			
3	10,0577	8,0925	25	202,3125
		10,35855	25	258,96375
4	10,6594	10,66115	25	266,52875
5	10,6629	10,66115	25	266,52875
6	10,6594	10,27475	25	256,86875
7	9,8901	6,9338	25	173,345
8	3,9775	1,98875	21,07	41,9029625
9	0			
volume total				1543,04171

**IV.5.1.3 Prisme de drainage****Tableau IV.9:** Volume d'enrochement.

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	2,2466	25	56,165
2	4,4932			
3	6,9116	5,7024	25	142,56
4	3,8299	5,37075	25	134,26875
5	0	1,91495	25	47,87375
volume total				380,8675

**IV.5.1.4 Tapis drainant****Tableau IV.10:** Volume de gravier (e=0,4m).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,2052	25	5,13
2	0,4104			
3	1,412	0,9112	25	22,78
4	0,3993	0,90565	25	22,64125
5	0	0,19965	25	4,99125
Volume total				55,5425

**Tableau IV.11:** Volume de sable (e=0,3m).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	0,63245	25	15,81125
2	1,2649			
3	4,1677	2,7163	25	67,9075
4	0,6623	2,415	25	60,375
5	0	0,33115	25	8,27875
volume total				152,3725

### IV.5.2 Barrage zoné a noyau d'argile

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 8.72m, les pentes des talus amont varié entre  $[2,5 \div 3]$  et aval  $[2 \div 2,5]$ .

#### IV.5.2.1 le Noyau

Tableau IV.12: Volume de noyau.

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	8,6147	25	215,3675
2	17,2294			
3	39,221	28,2252	25	705,63
		47,0495	25	1176,2375
4	54,878	52,13175	25	1303,29375
		46,0447	25	1151,1175
5	49,3855	40,04045	25	1001,01125
		23,691	25	592,275
6	42,7039	5,0025	21,07	105,402675
		10,005		
7	37,377			
8	10,005			
9	0			
Volume total				6250,335175

#### IV.5.2.2 Recharge

Tableau IV.13: Volume de la recharge (alluvions).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	34,70085	25	867,52125
2	69,4017			
3	175,5307	122,4662	25	3061,655
		205,35155	25	5133,78875
4	235,1724	227,4938	25	5687,345
		208,9067	25	5222,6675
5	219,8152	179,35695	25	4483,92375
		98,596	25	2464,9
6	197,9982	18,23815	21,07	384,2778205
		36,4763		
7	160,7157			
8	36,4763			
9	0			
Volume total				27306,07907

**IV.5.2.3 Filtre et drains****Tableau IV.14:** Volume du sable

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	2,42995	25	60,74875
2	4,8599			
3	8,0863	6,4731	25	161,8275
		8,22465	25	205,61625
4	8,363	8,99135	25	224,78375
		9,24345	25	231,08625
5	9,6197	8,46415	25	211,60375
		5,69615	25	142,40375
6	8,8672	1,6656	21,07	35,094192
		3,3312		
7	8,0611			
8	3,3312			
9	0			
Volume total				1273,164192

**IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton**

C'est un ouvrage intéressant et très stable car il assure une bonne résistance à la poussée de l'eau par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et soumet la fondation à des pressions modérées. Cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur du masque en béton est de 0,4m

**IV.5.3.1 Recharge (enrochement)****Tableau IV.15:** Volume de la recharge (enrochement).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	51,9112	25	1297,78
2	103,8224			
3	242,1363	172,97935	25	4324,48375
		283,9115	25	7097,7875
4	325,6867	317,19295	25	7929,82375
5	308,6992	247,2788	25	6181,97
6	271,4979	29,584	21,07	623,33488
7	59,168			
8	0			
9	0			
Volume total				38235,48988

**IV.5.3.2 Masque en béton****Tableau IV.16:** Volume du masque en béton (e=0,4).

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0	2,5524	25	63,81
2	5,1048			
3	8,0741	6,58945	25	164,73625
		8,35615	25	208,90375
4	8,6382	8,13715	25	203,42875
5	7,6361	6,85935	25	171,48375
6	7,1146	1,97685	21,07	41,6522295
7	6,6041			
8	3,9537			
9	0			
Volume total				1170,37098

#### IV.6 Estimation du coût des différentes variantes

Le Tableau IV.17, donne les différents coûts des variantes.

**Tableau IV.17:** Le coût des différentes variantes.

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
Homogène en terre	Recharge (argile)	34829,578	400	13 931 831,2	20 807 015
	Enrochement	3473,54468	1500	5 210 317,02	
	Graviers	885,112329	1000	885 112,329	
	Sables	974,693108	800	779 754,4864	
Zoné	Recharge (alluvions)	27306,0791	600	16 383 647,44	26 777 496,7
	Noyau	6250,33518	400	2 500 134,07	
	Enrochement	3473,54468	1500	5 210 317,02	
	Graviers	885,112329	1000	885 112,329	
	Sables	2247,8573	800	1 798 285,84	
Enrochement avec masque en béton	Recharge (enrochement)	38235,4899	1500	57 353 234,82	86 612 509,3
	Masque en béton	1170,37098	25000	29 259 274,5	

#### IV.7 Comparaison financière des trois variantes

A travers le tableau IV.17, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1<sup>ère</sup> variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

#### Conclusion

En tenant compte de cette étude comparative, nous avons opté pour un barrage en terre homogène.

Ce derniers, rempli les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insolubilité dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Pas de se fissuration sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement ;
- Un coût économique.

# Chapitre V: Etude de la variante choisie

## Introduction

### Définition de profil général du barrage

La digue du barrage GLIB ETTIR constitué de remblai homogène, avec une hauteur totale de 8,72m. La largeur en crête est de 5m et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (2,5 ; 2,5).

### V.1 Conception de la digue <sup>[7]</sup>

La digue de la retenue collinaire sur Oued GLIB ETTIR est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- Fondation ancrée à 2,5 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire ;
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval ;
- Recharges argileuses mélangées avec des alluvions ;
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 133,72 m.NGA.On défini les termes suivants :

- a. Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- b. Clé d'ancrage: elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.
- c. Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).
- d. Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.
- e. Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.

## V.2 Classification de l'ouvrage <sup>[7]</sup>

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour connaître la classe de notre barrage, nous utilisons le tableau V.1 ;

**Tableau V.1** : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols 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

D'après le tableau V.1 (V.volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe **IV**.

### V.2.1 Dimensionnement de la digue (homogène en argile)

#### V.2.1.1 Hauteur de barrage

##### a. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

##### a.1. Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.2)$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,216 km].

$$A.N : H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,216} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,216} = \mathbf{0,73}$$

$$D'où : V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,73 = 2,96$$

$$\text{Donc : } R = 0,75 \cdot 0,731 + \frac{(2,96)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,995 \approx 1 \text{ m}$$

### a.2. Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.3)$$

$$\text{Avec : } H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.4)$$

$$\text{A.N : } H = 0,5 + 0,33(0,216)^{0,5} = 0,653 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot 0,653 = 2,806 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0,653 + \frac{(2,806)^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$$

### a.3. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.5)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,216} = 1,14 \text{ m}$$

### b. Calcul la hauteur du barrage

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas les 20 m, on peut préalablement prendre la valeur du tassement égale à  $(0,5 \div 2) \%$  de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages, on calcule le tassement d'après la formule suivante :  $T = 0,01 H_b$

Avec ;

$T$  = Tassement de la crête du barrage,

$H_b$  = Hauteur du barrage.

$$\text{D'où : } H_b = \text{NNR} - C_r + h_{\text{dév}} + R + T = 131,2 - 125 + 0,97 + 1,05 + 0,5 = \mathbf{8,72 \text{ m.}}$$

#### V.2.1.2 La largeur en crête

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, la largeur de la crête sera égale à  $1/3$  de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6m.

### a. Formule de KNAPPEN

$$b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V.6)$$

### b. Formule d'E-F-PREECE

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (V.7)$$

**c. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE)**

$$b_{cr} = (3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b}) - 3 \dots\dots\dots(V.8)$$

**d. Formule PRATIQUE**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec ;

$H_b$  : Hauteur du barrage [m];

**Tableau V.2** : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	$b_{cr}$ (m)
KNAPPENT	4,87
E-F-PREECE	4,25
SIMPLIFIEE	4,41
PRATIQUE	4,92
MOYENNE	4,61

On opte pour une largeur de crête égale à **5 m**.

**V.2.1.3 Longueur en crête**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **196,07 m** à l'échelle 1/500e à la cote correspondante.

**V.2.1.4 Pentés des talus**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations (Tableau V.3).

D'après le tableau V.3, pour un calcul préliminaire, nous adoptant les valeurs suivantes ;

- Talus amont 1: 2,5.
- Talus aval 1:2,5.

Ces valeurs seront retenues si toutefois la stabilité est assurée

**Tableau V.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.** <sup>[8]</sup>

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène - A zones	2,5 2	2 2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	2 2,5 2	2 2,5 2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	2,5 3 3	2,5 2,5 3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue - A zones	3 3	2,5 3

### V.3 Protection de la Crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec une pente de 2 pour mille dans les deux côtés. Elle peut servir pour les passages de service.

La couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravé et sable compactée) et couche de 20cm béton. Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

### V.4 Protection des talus <sup>[8]</sup>

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation

du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

### a. Le talus aval

Pour sa protection, l'utilisation de pierres avec des épaisseurs entre 0,2 et 0,3 m est très commune.

### b. Le talus amont

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes:

#### 1. Première méthode

$$e = C.V^2 \dots\dots\dots (V.10)$$

Où :  $e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (2,88m/s);

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement. ( $\gamma_p=2,65 \text{ g/cm}^2$ ).

La valeur de  $C$  est donnée par le tableau V.4.

**Tableau V.4** : Les valeurs de  $C$  en fonction de la pente du talus et le poids.

Pente du talus	Valeur de $C$ pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,5 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,65 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,80 \text{ (t/m}^3\text{)}$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,03
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire :  $C = 0,0265$

D'où :  $e = 0,22\text{m}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est  $e = 40 \text{ cm}$ .

#### 2. Deuxième méthode

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent le tableau V.5 déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

**Tableau V.5** : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	$D_{\min}$ (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour des hauteurs de la vague  $0,6 < H < 1,2\text{m}$ .

$e = 0,45$  et  $D_{50 \min} = 0,30 \text{ m}$

$H$  = hauteur de la vague (m).

$e$  = épaisseur de la couche d'encrochement (m).

$D_{50}$  = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

#### V.4.1 Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche  $e = 40\text{cm}$  et un diamètre moyen de  $30\text{cm}$ .

Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de  $40\text{cm}$  d'encrochement avec  $40\text{cm}$  de filtre (lit de gravier et sable avec épaisseurs de  $15\text{cm}$  pour chacun).

On opte pour une couche de  $30\text{cm}$  d'encrochement sur le talus aval.

#### V.5 Drainages <sup>[10]</sup>

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages sont comme suit :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté ;
- Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes ;
- On doit contrôler son fonctionnement.

### V.5.1 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans leurs parties centrales, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression  $0,18 H$  où  $H$  est la hauteur du barrage.

#### V.5.1.1 Dimensionnement du prisme aval

##### a. Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,25 ;$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend } m_2 = 2,5.$$

##### b. La hauteur du drain

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr} \dots\dots\dots (V.11)$$

Où :  $H_{bcr}$  : Hauteur du barrage ;

AN :  $h_{dr} = 0,18 * 8,72 = 1,58 \text{ m} ;$

Donc on adopte:  $H_{dr} = 1,6 \text{ m}.$

##### 3. La largeur en sommet

Elle est donnée par :  $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_{dr} \dots\dots\dots (V.12)$

AN:  $b_{dr} = \frac{1}{3} . 1,6 = 0,6 \text{ m}.$

##### d. Largeur en base du drain

Elle est exprimée par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (V.13)$

AN:  $B = 0,6 + (1,25 + 2,5) * 1,6 = 6,6 \text{ m}.$

### V.5.2 Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 0,80 \text{ m}$ , par rapport aux matériaux à employer et du remblai. On peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol

### V.5.2.1 Dimensionnement du drain tapis

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.14)$$

$L_d$  : Longueur du drain tapis en mètres ;

$L_b$  : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc :  $L_d = \frac{48,6}{3} = 16,2\text{m}$  ;

On prend :  $L_d = 16,2\text{m}$ .

### L'épaisseur du tapis

$$e_t = 0,9\text{m}.$$

### V.6 La clé d'étanchéité <sup>[10]</sup>

D'après les résultats de laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued GLIB ETTIR est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, d'où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 4,5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,30m. La largeur en base est de 3m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1,0$ .

### V.7 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre <sup>[11]</sup>

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY ;
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{avec} \quad : y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.15)$$

$$h = H_e ; \quad d = B - L_{ta} - 0,7. b ;$$

B : La largeur en base ;

$$b = m_1.h ; \quad \text{donc} \quad : b = 15,5 \text{ m} ;$$

d = 21,55 m est déterminée graphiquement ;

$$y_0 = 0,88 \text{ m.}$$

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

$$y^2 = 1,76 x + 0,78$$

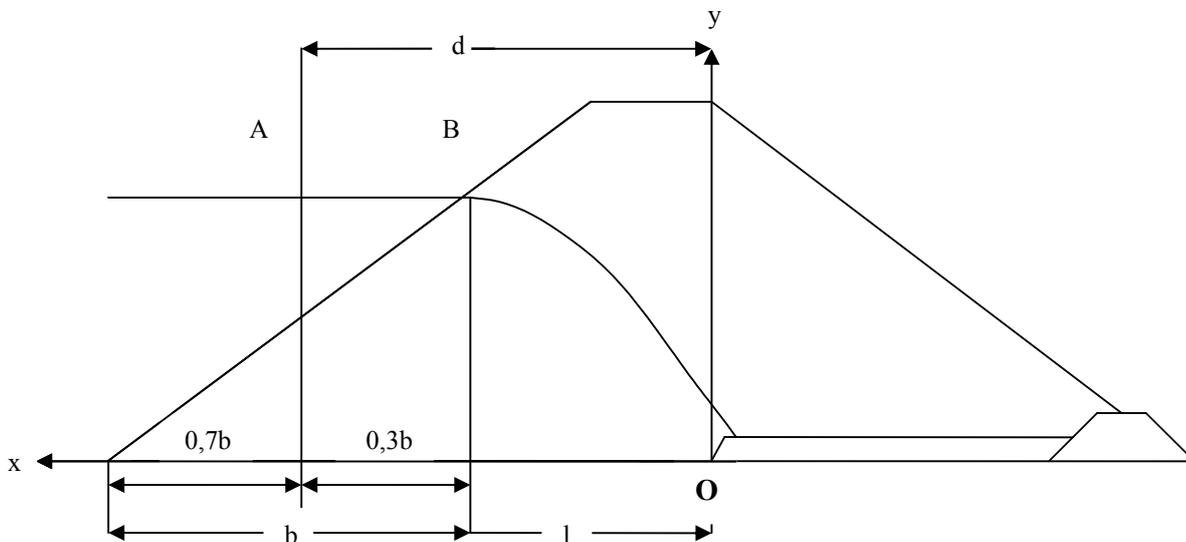
La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de a.

$$a = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{d^2 + h^2} - d \right) \dots\dots\dots (V.16)$$

AN :  $a = \frac{0,88}{2} = 0,44$

**Tableau V.6 :** Coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	-0,44	0	5	10	15	20	21,35
Y(m)	0	0,88	3,10	4,29	5,21	6,00	6,19



**Figure V.1 :** calcul les infiltrations à travers le corps de la digue.

**V.7.1 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)**

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.17)$$

$q_n$ : débit d'infiltration ( $m^3/s/ml$ ) ;

$I$  : gradient hydraulique ;

$K$  : Coefficient de perméabilité ;

$A$  : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc :  $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$  Avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où :  $q_n = Ky_0 m^3/s/ml$ .

Sachant que :  $K = 3.10^{-8} m/s$

On a :  $q_n = 2,64. 10^{-8} m^3/s/ml$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q_n \cdot L = 1,28.10^{-6} m^3/s$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 40,37 m^3/an$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

**V.7.2 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage**

- **Corps du barrage**

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (V.18)$$

$\Delta H$  : perte de charge à travers le barrage ;  $\Delta H = 6,2m$  et  $l=48,6m$

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.7.

**Tableau V.7 : gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986)**

Sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable- moyenne	0,7	0,8	0,9	1
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,86
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc:  $I_{adm}=1,95$  ;  $\Delta H=6,2$  m ;  $l=48,6$  m ;

$I = 0,128 \leq I_{adm}=1,95$ .

Donc La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

**V.7.3 Calcul des fuites à travers la fondation**

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K.H}{0,88 + \frac{B}{h}} \dots\dots\dots (V.19)$$

$q_f$  : Débit de fuite à travers la fondation en  $[m^2/s]$  ;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en  $[m/s]$  ;

H : Charge hydraulique en  $[m]$ .

Précisons que cette formule n'est utilisable que si  $B > 2h$ . Dans notre cas  $B=48,6$  m et  $h=4$  m.

On voit bien que  $B > 2h$  donc on peut utiliser la formule.

AN:  $q_f = \frac{1,75 \cdot 10^{-8} \cdot 6}{0,88 + \frac{48,6}{4}} = 8 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/s/ml$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f \cdot L_{cr} = 8 \cdot 10^{-9} \cdot 228,73 = 1,83 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f \dots\dots\dots (V.20)$$

$$Q_{tot} = 1,28 \cdot 10^{-6} + 1,83 \cdot 10^{-6} = 3,11 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s$$

**V.7.4 Calcul des filtres :****a. Règles des filtres :**

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

**Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.21)$$

D'où :

- $\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = D_{60}/D_{10}$  ;
- $n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_0 - 0,1 \log \eta$  ;
- $n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux ;
- $n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

**Condition 2 :**

Condition de (TERZAGUI, 1922) (CIGB, 1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.23)$$

- $D_{15}$  : Diamètre de filtre ;
- $d_{85}$  : Diamètre du sol à protéger.

**b. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \dots\dots\dots (V.24)$$

$U_F$  : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [ $U_F = 15$ ] ;

$n$  : la porosité de filtre [ $n = 0,4 - 0,1 \cdot \log (U_F)$ ] ;

$D_{PV}$  : diamètre des particules soumises à un effet de voûte ;

$$D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

$d_{15}$  : Diamètre des particules du sol protéger à 15%.

On déterminera aussi le diamètre minimum  $D_{\min}$  en fonction de  $D_{17}$

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x}$$

$$x = 1 + 1,28 \cdot \log (U_F) \dots\dots\dots (V.25)$$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min} \dots\dots\dots (V.26)$$

- AN:  $d_{15} = 0,0008 \text{ mm}$  ;  
 $d_{50} = 0.026 \text{ mm}$  ;  
 $d_{85} = 0,075 \text{ mm}$ .

$n = 0,4 - 0,1 \log(15) = 0,28$  et  $x = 1 + 1,28 \cdot \log(15) = 2,505$ .

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le Tableau V.8.

**Tableau V.8** : Récapitulatif des résultats de la 1<sup>ère</sup> couche de filtre.

D <sub>pv</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>min</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>80</sub>	D <sub>100</sub>
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
2,52	0.0083	0.0047	0.0049	0.0056	0.0073	0.01	0.0577	0.0883	0,1766	0.3054

Les résultats de la 2<sup>ème</sup> couche sont donnés dans le Tableau V.9.

**Tableau V.9** : Récapitulatif des résultats de la 2<sup>ème</sup> couche de filtre.

D <sub>pv</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>min</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>80</sub>	D <sub>100</sub>
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0.026	0,076	0,043	0,045	0,052	0,067	0,092	0,528	0,808	1,616	2,79

Les fuseaux des filtres sont représentés dans l'Annexe A.

**c. Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :**

• **Filtre N° 1 :**

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (V.27)$$

D'après la courbe granulométrique de F<sub>1</sub> :

- D<sub>5</sub> = 0.0049 mm ; D<sub>10</sub> = 0.0056 mm ;
- D<sub>17</sub> = 0.0083 mm ; D<sub>60</sub> = 0.0883 mm ;
- $\eta = D_{60}/D_{10} = 15,77$  Coefficient d'hétérogénéité ;
- $n_0 = 0,45$  d'où  $n = 0,33$  ;
- $D_5/D_{17} = 0,59 > 0,446$  ;
- La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :  $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.0075}{0.075} = 0,97 < 4$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

- **Filtre N°2 :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

D'après la courbe granulométrique de F<sub>1</sub> :

- D<sub>5</sub> = 0,045 mm ; D<sub>10</sub> = 0,052 mm ;
- D<sub>17</sub> = 0,076 mm ; D<sub>60</sub> = 0,808 mm ;
- $\eta = D_{60}/D_{10} = 15,54$  Coefficient d'hétérogénéité ;
- n<sub>0</sub> = 0,45 d'où n = 0,33 ;
- D<sub>5</sub>/D<sub>17</sub> = 0,59 > 0,44 ;
- La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :  $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.067}{0.205} = 0,33 < 4$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

### Conclusion :

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15cm ;
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15cm ;
- L'enrochement d'épaisseur = 30cm.

### V.8 Volume des travaux:

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_i^n V_i ; \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (V.28)$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S<sub>i</sub> et S<sub>i+1</sub>.

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction. Les résultats sont donnés dans l'annexe C.

# Chapitre VI: Etude de stabilité de la digue

## VI.1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes <sup>181</sup>

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

### a. Fonctionnement normal (talus aval)

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

### b. Fin de construction (talus aval et amont)

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

### c. Vidange rapide (talus amont)

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau VI.1

**Tableau VI.1:** 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 classe IV, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,11 - 1,05$
- Avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  ».

## VI.2 Méthode de FELLENIUS <sup>[8]</sup>

Dans cette méthode on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la 3<sup>ème</sup> dimension du barrage transversale à la vallée. Pour que cette approximation soit valable, la longueur du barrage le long de cette 3<sup>ème</sup> dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture, cette hypothèse étant faite, on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

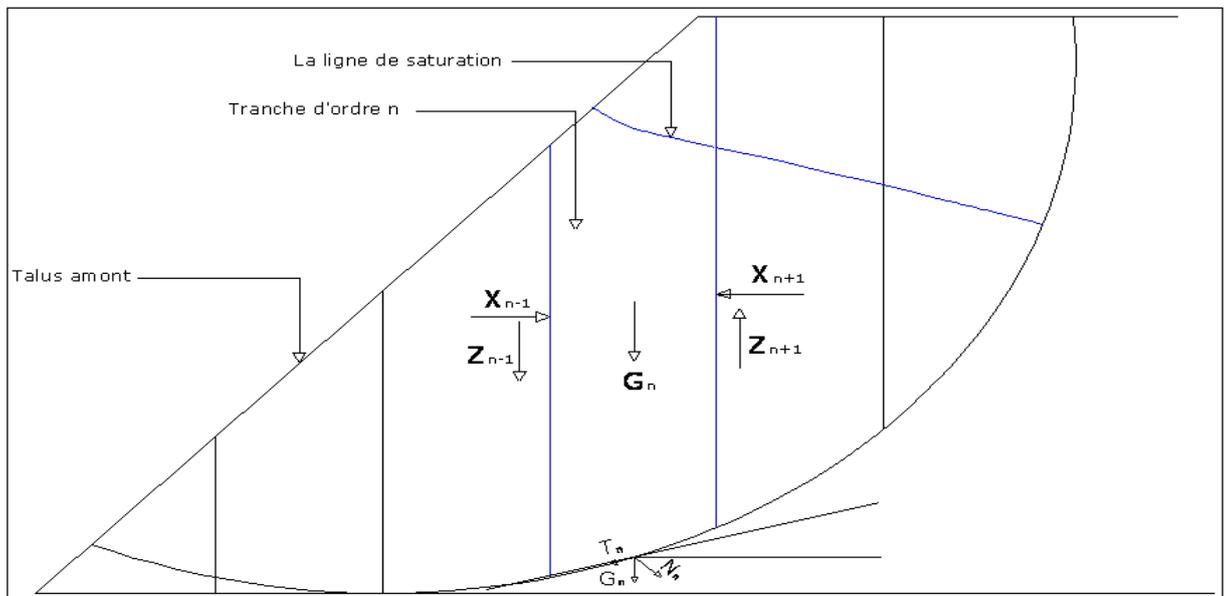


Figure VI.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

Telque :

$G_n$  : le poids de la tranche,

$N_n$  : la composante normale du poids ( $G_n$ ) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement,

$T_n$  : la composante tangentielle du poids ( $G_n$ ) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement,

$X_n, Y_n$  : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n-1) sur la tranche (n),

$X_{n+1}, Y_{n+1}$  : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n+1) sur la tranche (n).

Pour simplifier les calculs, FELLENIUS admet les hypothèses suivantes :

1. Au niveau de chaque tranche:

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Y_{n+1} - Y_n = 0$$

Ce qui revient à dire qu'il n'y a pas d'interactions.

2. La force tangentielle  $T_n$  a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice.

3. La force  $N_n$  est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante

Le moment des forces résistantes est la somme de celui des forces de frottement et de celles de cohésion s'écrit :

$$\sum(N_n - P).Tg(\varphi).R + \sum C.dl.R. \dots\dots\dots(VI.1)$$

Tel que :  $P = U.dl \dots\dots\dots(VI.2)$

- U : la pression interstitielle,
- dl : longueur en arc de la tranche,
- R : rayon du cercle de glissement,
- $\varphi$  : angle du frottement,
- C : la cohésion,

Le moment des forces motrices s'écrit :

$$\sum T_n.R = R. \sum T_n. \dots\dots\dots(VI.3)$$

Le coefficient de sécurité F est défini comme le moment résistant au moment moteur :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(VI.4)$$

En tenant compte de séisme le coefficient de sécurité devient :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n + \frac{a.G_n.d_n}{R}} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Tel que :

- a : Le coefficient de la séismicité,
- dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

### VI.3 Ordre de calcul <sup>[8]</sup>

#### VI.3.1 Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV

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

$$R_1 = K_1.H_b.$$

$$R_2 = K_2.H_b.$$

H<sub>b</sub> : Hauteur totale du barrage.

( $K_1$ - $K_2$ ) : sont déterminés d'après le Tableau VI.2 en fonction de pente de talus.

**Tableau VI.2:** valeurs de  $K_1$ ,  $K_2$  en fonction de pente de talus.

Pente de 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

**Tableau VI.3 :** Les rayons des cercles de glissement.

talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	2,5	0,875	2,025	7.63	17,658
Aval	2,5	0,875	2,025	7.63	17,658

Dans notre cas :

Le centre des rayons étant le point B, 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 un courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d. entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté 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  $b=0,1R$ , pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont.

### VI.3.2 Les efforts agissants sur une partie de glissement

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 (U).
- Forces de Cohésion.
- L'effort du séisme.

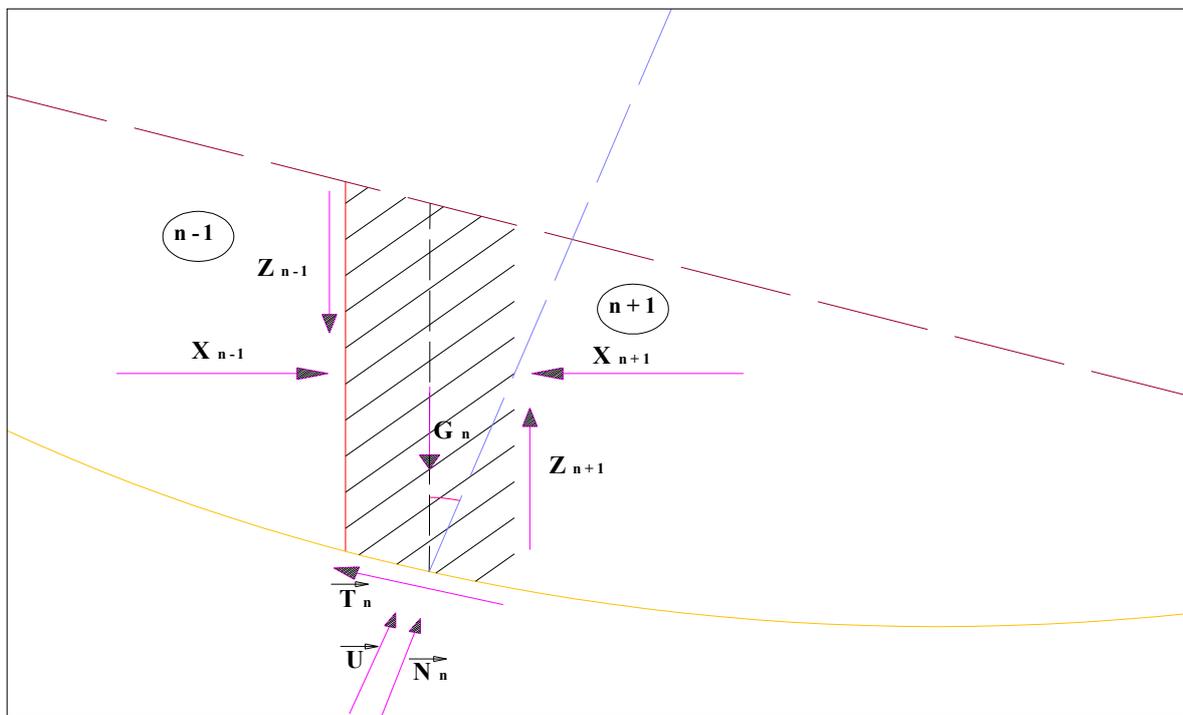


Figure VI.2 : Les forces qui agissent sur une tranche.

### VI.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

#### a. Force de pesanteur

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$ . .....(VI.6)

$h_1, h_2$  : hauteurs des tranches,

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. ( $\gamma_d$  : densité sèche),

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. ( $\gamma_{sat}$  : le poids volumique du matériau de construction à l'état saturé),

$b$  : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

$N_n = G_n \cdot \cos \alpha$  : qui est une force normale stabilisatrice.

$T_n = G_n \cdot \sin \alpha$  : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

$$\text{Avec : } \sin(\alpha) = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}} \dots\dots\dots(\text{VI.7})$$

$$\cos(\alpha) = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche, le poids volumique déjaugée :  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ . .....(VI.9)

Avec :  $\gamma_{sat}$  : le poids volumique du matériau du corps du barrage à l'état saturé,

$\gamma_w$  : le poids volumique de l'eau,  $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$ .

### b. Forces de pression interstitielles

Dans le cas où le réservoir est plein, la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U.dl = \gamma_w .h .dl. \dots\dots\dots(\text{VI.10})$$

Avec :

U : pression interstitielle,

dl : longueur en arc de la tranche,

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau,  $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$ ,

h : hauteur de la tranche,

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

### c. Forces de cohésion

$$F_c = C.dl. \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

Avec : C : Cohésion du sol considéré,

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

### d. Forces dues au séisme

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a .G_n. \dots\dots\dots(\text{VI.12})$$

Avec : a : Coefficient de la séismicité ( $a = 0,25$ ),

$G_n$  : Poids de la tranche.

## VI.4 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

### a. Les forces stabilisatrices

#### a.1. Force de frottement

$$F_1 = N_n \text{tg } \varphi - U \text{ dl tg}\varphi. \dots\dots\dots(\text{VI.13})$$

Avec:  $\varphi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

#### a.2. Force de cohésion

$$F_c = C.dl, \text{ Avec : } dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

b : largeur de la tranche.

C : Cohésion du sol considéré.

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est donné par:

$$M_s = [ (N_n - U, dl) \operatorname{tg}\varphi + C, dl ] R. \dots\dots\dots(\text{VI.15})$$

$M_s$  : moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement,

R : rayon du cercle de glissement.

### b. Les forces déstabilisatrices (motrices)

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapport au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R. \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(\text{VI.16})$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n d_n. \dots\dots\dots(\text{VI.17})$$

Avec :  $M_T$  : moment des forces de séisme,

a : Le coefficient de la séismicité (a = 0,25),

$G_n$  : Poids de la tranche,

$d_n$  : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

**Remarque :** Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans les Tableaux VI.4 et VI.5.

**Tableau VI.4 :** Caractéristique géotechnique des sols.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
$\varphi$	Degré (°)	15°
C	T/m <sup>2</sup>	3.1
$\gamma_{\text{sat}}$	T/m <sup>3</sup>	1,99
$\gamma_d$	T/m <sup>3</sup>	1,735

**Tableau VI.5** : Caractéristique géotechnique des sols.

Paramètres	Unité	fondation
$\varphi$	Degré (°)	28°
C	T/m <sup>2</sup>	1,6
$\gamma_d$	T/m <sup>3</sup>	1,66

**VI.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement****a. Retenue pleine (fonctionnement normal)**

Le coefficient «  $K_s$  » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par FELLENIUS.

**a.1. Avec effet de séisme**

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum G_n \operatorname{Sin}(\alpha_n) + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (VI.18)$$

**a.2. Sans l'effet de séisme**

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum G_n \operatorname{Sin}(\alpha_n)} \dots\dots\dots (VI.19)$$

**b. Retenue vide (fin de construction)**

Pour le cas d'une retenue vide la pression interstitielle est nulle ( $p = 0$ ), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

R : rayon du cercle de glissement.

**b.1. Avec effet de séisme**

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \dots\dots\dots (VI.20)$$

**b.2. Sans l'effet de séisme**

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n} \dots\dots\dots (VI.21)$$

### c. Calcul du $K_s$ pour le cas de vidange rapide

$K_s$  est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas on calcule le poids de la tranche à l'aide du poids volumique déjaugée du matériau  $\gamma'$ .

#### c.1. Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) \cdot \text{tg} \varphi + \sum Cdl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n dn}{R}} \dots\dots\dots (VI.22)$$

#### c.2. Sans effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \text{tg} \varphi + \sum Cdl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (VI.23)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont représentés dans l'Annexe D, pour les différents rayons et sont regroupés dans le tableau VI.6.

**Tableau VI.6 :** Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme ( $K_{ss,adm} = 1,1 - 1,05$ )	Avec séisme ( $K_{as,adm} = 1,05$ )
Fin de construction	<b>Talus aval</b>		
	R1=19.29 m	2.47	1.49
	R2=17.71 m	2.17	1.3
	R3=19.38 m	2.13	1.31
	R4=18.92m	2.24	1.37
	R5=18.49 m	2.13	1.35
	<b>Talus amont</b>		
	R1=18.37 m	2.52	2.53
	R2=16.86m	2.22	1.38
	R3=20.07m	2.55	1.55
	R4=19.19m	2.41	1.47
R5=21.50 m	2.05	1.31	
Fonctionnement normal	<b>Talus aval</b>		
	R1=19.29 m	2.42	1.46
	R2=17.71 m	2.19	1.36
	R3=19.38 m	2.19	1.35
	R4=18.92m	2.29	1.38
R5=18.49 m	2.22	1.40	
Vidange rapide	<b>Talus amont</b>		
	R1=18.37 m	2.29	1.39
	R2=16.86m	2.22	1.38
	R3=20.07m	2.39	1.45
	R4=19.19m	2.3	1.39
R5=21.50 m	2.11	1.29	

**Conclusions et recommandations**

D'après les résultats obtenus, on observe que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

On a calculé la stabilité des talus en utilisant les caractéristiques géotechniques ( $\phi_u, C_u$ ) non drainé qui nous donne la stabilité à courte terme. notant que pour calculer la stabilité à long terme il faut utiliser les caractéristiques géotechniques ( $\phi', C'$ ) drainé.

# Chapitre VII: choix des variantes des ouvrages annexes

## Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

1. L'ouvrage de vidange de fond ;
2. L'ouvrage de prise d'eau ;
3. L'ouvrage de l'évacuateur de crues ;
4. L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

### VII.1 Ouvrage de Prise d'eau <sup>[3]</sup>

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

#### VII.1.1 Type de prise

##### a. 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 command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

##### b. Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvent d'eau s'effectue à une profondeur constante; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

### c. 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.

#### VII.1.2 Choix de la variante

En vu de la destination de la retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

#### VII.2 Ouvrage de vidange <sup>[3]</sup>

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont ....) ;
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire prise, parement amont de la digue) ;
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

##### VII.2.1 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 en fonction du débit à évacuer.

##### VII.2.2 Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier ;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1-2) 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.

### VII.2.3 Choix de la variante

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire

➤ **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite**

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements ;
- Prévoir une bonne assise pour la conduite ;
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minima de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau VII.1 ;

**Tableau VII.1** : type de vidange de fond en fonction de  $H^2 \cdot \sqrt{V}$ .

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
$\leq 30$	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage (m),

V : Volume d'eau stocké ( $Hm^3$ ).

L'ouvrage de vidange sera constitué d'une conduite et une vanne en aval.

### VII.3 Ouvrage d'évacuateur de crues <sup>[3]</sup>

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'être dommageable pou la digue.

### **VII.3.1 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 typographiques du site ;
4. Les exigences géologiques du site ;
5. La facilité d'entretien ;
6. La facilité de modification ;
7. Le coût de l'ouvrage.

### **VII.3.2 Différents types des évacuateurs de crues**

#### **a. L'évacuateur 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.

#### **b. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet ;
2. Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

1. Le coût peut être élevé.
2. La difficulté de modification.

### **VII.3.3 Choix de la variante**

Différentes solutions ont été envisagées, mais; nous avons retenu l'évacuateur de surface qui présente plus d'avantages surtout sur le plan économique.

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal sur la rive droite.

# Chapitre VIII: Etude des ouvrages annexes

## Introduction

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabilisé le niveau de la retenue à la côte normale (131,2m NGA) on évacuant le surplus qui arrive sous forme de crues ou d'apports continus.

Le fonctionnement de la retenue est tel qu'en assurant une réserve de secours, elle permet une alimentation d'eau continue pour les besoins d'irrigation pour une assez longue durée, cela nous oblige à assurer un écoulement rapide par le canal d'évacuation à partir du seuil de déversement jusqu'au lit de l'oued (le plus loin possible de la digue).

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale, mais les ouvrages devront supporter même le passage d'une crue catastrophique (crue millénaire).

### VIII.1 Dimensionnement hydraulique <sup>[12]</sup>

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau de plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête de la retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (8 m) et pour la même charge ( $h_{dév}=0,97$  m) et le même débit déversant ( $16,59$  m<sup>3</sup>/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée ;
- Un seuil déversant pour le control du débit ;
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier) ;
- Un dissipateur d'énergie ;
- Un canal de restitution.

### VIII.1.1 Canal d'amenée (canal d'approche)

Son but est canalisé les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement. La vitesse d'approche est donnée par la

formule :  $V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$  ..... (VIII.1)

Q : Débit à évacuer [m<sup>3</sup>/s],

S<sub>can</sub> : Section du canal en [m<sup>2</sup>] et S<sub>can</sub> = H x b,

H : Charge d'eau [m] et H = h + P,

P : Hauteur de pelle en [m],

h : Lamé déversante en [m].

A.N :  $V_{ap} = \frac{16,59}{8 \cdot (1,5 + 0,97)} = 0,84 \text{ m/s}$

### VIII.1.2 Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lamé d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \text{ ..... (VIII.2)}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données dans le Tableau VIII.1, et le profil du déversoir est représenté dans la Figure VIII.1.

**Tableau VIII.1** : Coordonnés de profil de Greager.

X (m)	Y (m)
0,00	0,06
0,09	0,03
0,17	0,01
0,26	0,00
0,34	0,01
0,51	0,02
0,68	0,04
0,85	0,06
1,02	0,08
1,19	0,11
1,45	0,16
1,70	0,21
2,13	0,32
2,55	0,44
2,98	0,6

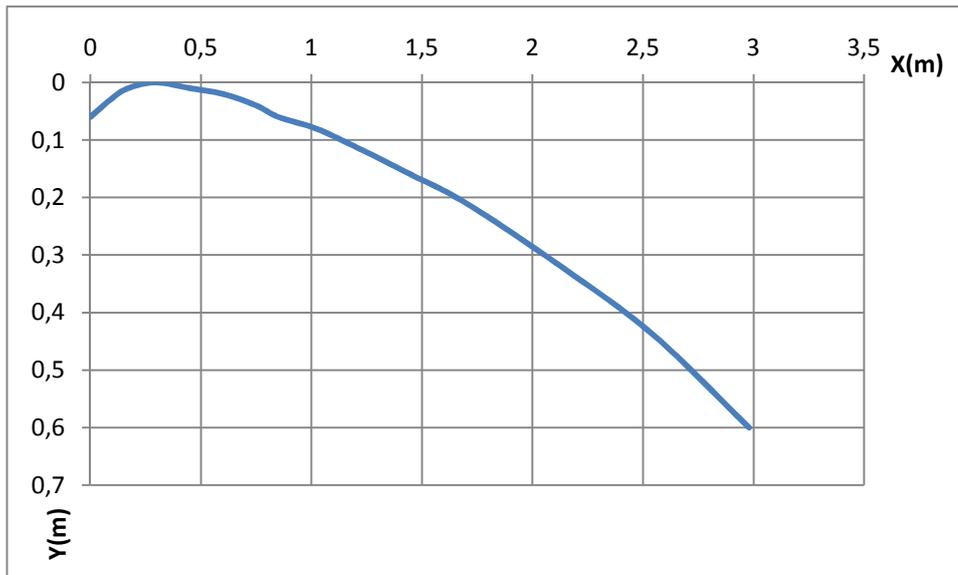


Figure VIII.1: profil de Greager

**VIII.1.3 Chenal d'écoulement**

- La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. La longueur du chenal est égale à 20 m ;
- Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y<sub>c</sub>" et la pente critique.

**a. profondeur critique**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (VIII.3)$$

Ou :

Q : débit de projet laminé (Q = 16.59 m<sup>3</sup>/s);

b : la largeur de déversoir.

**A.N :**  $Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left(\frac{16.59}{8}\right)^2} = 0.76m$

**b. pente critique**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VIII.4)$$

Avec : R<sub>H</sub> : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71).

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VIII.5)$$

**A.N :**  $I_{cr} = \left[ \frac{16.59 \cdot ((8 + 0.7) \cdot 2/3)}{71 \cdot (8 \cdot 0.7)^{5/3}} \right]^2 = 0.051 = 5.1\%$

$I_{cr} = 5,1\% > I_{ch} = 1,5\%$ , donc la condition est vérifiée.

**VIII.1.4 Calcul du convergent**

**a. Le largeur initiale (Bc) et finale (bc)**

- La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement ( $b_d = B_c$ ) ;
- La largeur finale ( $b_c$ ) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Sevchenko.

**b. Longueur du chenal (Lc)**

- La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique avec les recommandations de Sevchenko.

**c. La pente de fond (i0)**

- Dans les transitions subcritiques, il est recommandé  $i_0 = 0$ , pour qu'il existe des méthodes pour sa conception.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (B_c - b_c) \dots\dots\dots (VIII.6)$$

Tel que ;

$B_c$  : est la largeur au plafond du bief amont.

$b_c$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle.

**A.N :**  $L = 2,5 (8 - 4) = 10 \text{ m}$

**Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement du convergent**

$$0,39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0,87 \text{ Condition à respecter : } 8,5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$$

Tel que :  $\theta = \arctan \frac{B_c - b_c}{2L_{con}} \dots\dots\dots (VIII.7)$

**AN :**  $0,39 \leq \frac{b_T}{B_T} = \frac{8-4}{8} = 0,5 \leq 0,87$  ;  $\theta = \arctan \frac{8-4}{2 \cdot 10} = 11,3^\circ$ ,

Les deux conditions sont vérifiées.

### VIII.1.5 Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

#### a. Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VIII.8)}$$

**A.N :**  $B = 16.59^{0.4} = 3.07 \text{ m}$

On prend  $B = 4 \text{ m}$

#### b. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 111,75 m.

#### c. La profondeur critique

La condition de l'état critique est :  $\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots \text{(VIII.9)}$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots \text{(VIII.10)}$$

$B$  : est la largeur du coursier égale a 4 m.

**A.N :**  $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{16.59^2}{9.81 \cdot 4^2}} = 1.21 \text{ m}$

#### d. Pente critique

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots \text{(VIII.11)}$$

$S_{cr}$  : Section critique ( $\text{m}^2$ ).

$R_{cr}$  : Rayon critique (m).

$C_{cr}$  : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots \text{(VIII.12)}$$

**A.N :**  $S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 4 \cdot 1.21 = 4.82 \text{ m}^2$

$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 2 \cdot 1.21 = 6.42 \text{ m}$

$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{4.82}{6.42} = 0.75 \text{ m}$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.014} * \frac{0.751}{6} = 68.08$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \left( \frac{16.59}{68.08 * 4.82 * 0.5} \right) \times 100 = 0.34 \%$$

$$I_{\text{coursier}} = 7.54\% > I_{cr} = 0,34\%.$$

### e. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANAL21.

**Tableau VIII.2** : Caractéristique du canal.

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	Y <sub>N</sub>	Y <sub>C</sub>	Régime	L <sub>bief</sub> (m)
16.59	71	0,075	0,3	1,21	NT	111,75

**Tableau VIII.3** : Calcul de la ligne d'eau.

Section	Abscisse	V(m/s)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)	regime
Amont	132.01	3.439	1.206	1.000	1.809	0.0034	tor
1	143.18	5.998	0.691	2.303	2.525	0.0173	tor
2	154.36	7.037	0.589	2.926	3.113	0.0280	tor
3	165.53	7.739	0.536	3.375	3.588	0.0375	tor
4	176.71	8.243	0.503	3.710	3.966	0.0454	tor
5	187.88	8.614	0.481	3.963	4.263	0.0520	tor
6	199.06	8.889	0.467	4.155	4.494	0.0573	tor
7	210.23	9.095	0.456	4.300	4.672	0.0615	tor
8	221.41	9.249	0.448	4.410	4.809	0.0648	tor
9	232.58	9.365	0.443	4.493	4.913	0.0673	tor
Aval	243.76	9.452	0.439	4.556	4.992	0.0692	tor

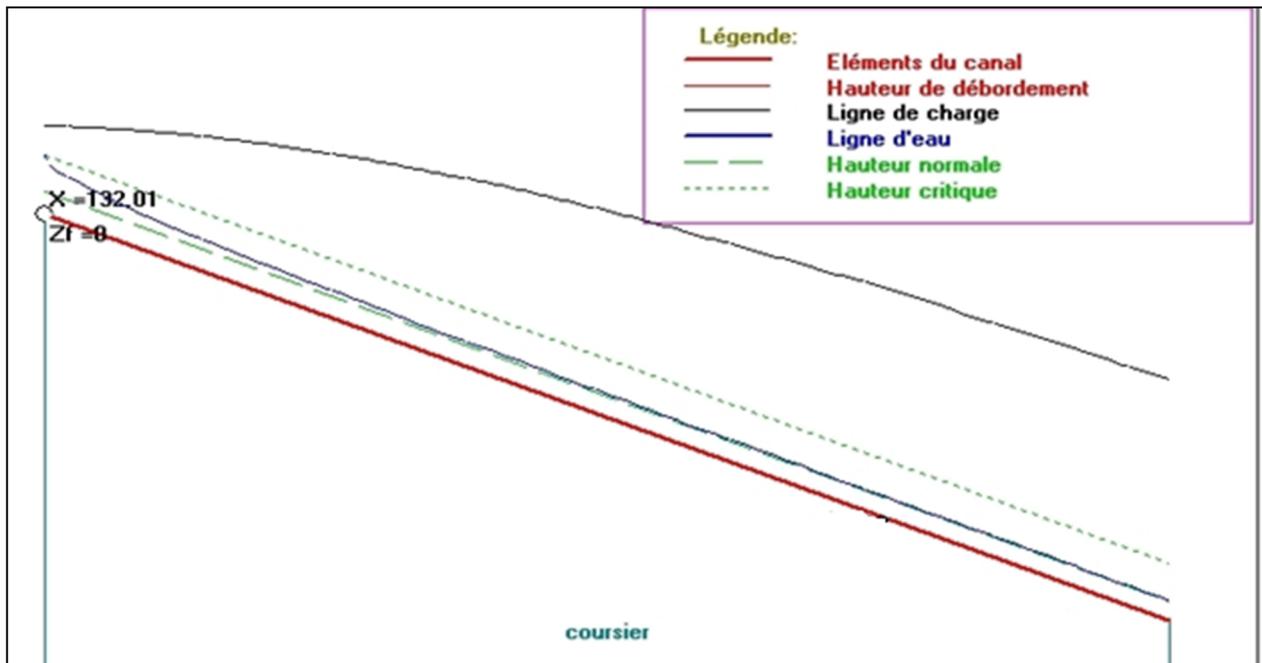


Figure VIII.2 : La ligne d'eau dans le coursier.

### VIII.1.6 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse 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. Pour la dissipation de l'énergie 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 la vitesse, on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$  Ressaut ondulé ;

$1,7 < Fr \leq 2,5$  Ressaut faible de petites apparitions en surface ;

$2,5 < Fr \leq 4,5$  Ressaut oscillant ;

$4,5 < Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire) ;

$Fr > 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le

déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, alors le bassin de dissipation est de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe E).

### VIII.1.6.1 Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9,44 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,30;$$

$$\text{Donc :} \quad Y_2 = 9,44 \cdot 0,3 = 2,83\text{m}$$

#### a. Largeur du bassin

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,56$$

$$\text{Donc :} \quad L_{\text{bas}} = 2,56 \times 2,83 = 7,25 \text{ m ;}$$

$$\text{On prend} \quad L_{\text{bas}} = 7,5 \text{ m.}$$

#### b. Dimensionnement des blocs Chicanes

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

On a :

$$\frac{h_2}{Y_1} = 1,8 \quad ; \quad \frac{h_4}{Y_1} = 1,39$$

- La hauteur des blocs de chutes :  $h_1 = Y_1 = 0,3 \text{ m ;}$
- La largeur des blocs de chutes :  $l_1 = Y_1 = 0,3 \text{ m ;}$
- Espacement entre deux blocs de chutes :  $e_1 = Y_1 = 0,3 \text{ m ;}$
- Hauteur du seuil denté :  $h_2 = 2 Y_1 = 0,6 \text{ m ;}$
- La largeur d'une dent :  $l_2 = 0,75 h_2 = 0,45 \text{ m ;}$
- Espacement entre deux dents :  $e_2 = 0,75 h_2 = 0,45\text{m.}$

### VIII.1.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente  $I_c = 0,8\%$  a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

#### a. La hauteur critique

$$h_{\text{cr}} = \left( 1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots \text{(VIII.15)}$$

Avec:  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$  et  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$  [m = 1].

Donc :  $\sqrt[3]{\frac{16.59^2}{9.81 \times 7.5^2}} = 0.8 \text{ m}$  et  $\sigma = \frac{0.8 \times 1}{7.5} = 0.11$

D'où :  $h_{cr} = 0,77 \text{ m}$

### b. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VIII.16)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$       Donc :       $S_{cr} = 6,37 \text{ m}^2$  ;

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$       Donc :       $P_{cr} = 8,59 \text{ m}$  ;

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$       Donc :       $R_{cr} = 0,74 \text{ m}$  ;

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$       Donc :       $C_{cr} = 67,96$ .

On obtient  $I_{cr} = 0.51\%$

### c. La profondeur normale

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANAL21 ».  $h_n = 0.439 \text{ m}$

### d. La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VIII.17)$$

**A.N :**  $V = 67,96 \sqrt{0.74 \times 0.001} = 1.85 \text{ m/s}$

$V \geq V_{adm}$  (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

## VIII.2 Conception de l'évacuateur de crues <sup>[3]</sup>

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

### III.2.1 Hauteur des murs bajoyers

#### a. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

On a :  $h_m = h_e + r \dots\dots\dots (VIII.18)$

$h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en (m),

$h_e$  : Lamme d'eau sur le déversoir (m),

$r$  : Revanche de sécurité (m) donnée par [ $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$ ].

$$\text{A.N: } V = \frac{1.6.5.9}{8 \times 0.97} = 2.14 \text{ m/s} \quad \text{donc: } r = 0,79 \text{ m ;}$$

$$h_m = 0,97 + 0,79 = 1,76 \text{ m.}$$

### b. Hauteur des murs du chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

### c. Hauteur des murs au début du coursier

$$\text{On a : } h_m = h_e + r \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3};$$

$$V = \frac{1.6.5.9}{4 \times 1.2.1} = 3.43 \text{ m/s} \quad \text{donc : } r = 0,82 \text{ m ;}$$

$$h_m = 1,21 + 0,82 = 2,03 \text{ m.}$$

### d. Hauteur des murs a la fin du coursier

$$\text{On a : } h_m = h_e + r \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3};$$

$$V = \frac{1.6.5.9}{4 \times 0.3} = 13.82 \text{ m/s} \quad \text{donc : } r = 0,94 \text{ m ;}$$

$$h_m = 0,3 + 0,94 = 1,24 \text{ m.}$$

### e. Hauteur des murs dans le bassin de dissipation

$$\text{On a: } h_m = h_e + r \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3};$$

$$V = \frac{1.6.5.9}{4 \times 2.8.3} = 1,46 \text{ m/s} \quad \text{donc : } r = 0,77 \text{ m ;}$$

$$h_m = 2,83 + 0,77 = 3,6 \text{ m.}$$

### Remarque

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0,2m 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.

## VIII.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange <sup>[12]</sup>

### VIII.3.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad \dots\dots\dots (VIII.19)$$

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>],

$T$  : temps de vidange en seconde estimé à 6 jours,

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$\text{A.N : } Q_{vf} = \frac{0.0716 \times 100}{6 \times 48600} + \frac{0.118 \times 10}{31.53 \times 10} = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}.$$

### VIII.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$\text{On a : } Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (\text{VIII.20})$$

$$\text{D'ou : } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots (\text{VIII.21})$$

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s),

$H$  : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m],

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu \in [0,8 - 0,85]$ .

$$\text{A.N : } S = \frac{0,14}{0,8 \cdot \sqrt{2g \cdot 6.2}} = 0,015 \text{ m}^2$$

$$\text{Le diamètre de la conduite sera : } D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,015}{\pi}} = 0,142 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :  **$D_{vf} = 150 \text{ mm}$**

#### a. Correction du coefficient de débit $\mu$

$$\text{On a : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (\text{VIII.22})$$

$\sum \xi_I$  : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

#### b. Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec : } \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge,

$n$  : Coefficient de rugosité [ $n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ ],

$D$  : Diamètre de la conduite [ $D = 150 \text{ mm}$ ],

$l$  : longueur de la conduite de vidange en [m] ( $l = 65 \text{ m}$ ).

$$\text{A.N : } \lambda = 0,046, \quad \sum \xi_I = 19.98 \text{ m}.$$

### c. Coefficient des pertes de charge singulières

On a :  $\xi_{\text{entrée}} = 0,5$  ;  $\xi_{\text{sortie}} = 1$  ;  $\xi_{\text{vannes}} = 0,1$

Donc :  $\sum \xi_s = 1,6$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (19,98 + 1,6)}} = 0,21$$

$$S = \frac{0,14}{0,21 \cdot \sqrt{2g \cdot 6,2}} = 0,060 \text{ m}^2$$

D'où :  $D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06}{\pi}} = 0,28 \text{ m}$   
 **$D_{\text{vf}} = 300 \text{ mm}$ .**

### VIII.4 Dimensionnement de la prise d'eau <sup>[12]</sup>

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.31, le volume maximum demandé est celui du mois d'Aout.

$$V_{\text{max}} = 0,009 \text{ Mm}^3.$$

**Donc :**  $Q_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{T} = \frac{0,009 \cdot 10^6}{31 \cdot 54000} = 0,0054 \text{ m}^3/\text{s}$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{\text{max}} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots \text{(VIII.23)}$$

$\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0,3$  ;

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

**A.N**  $S = \frac{0,0054}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot 3}} = 0,002 \text{ m}^2$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,002}{\pi}} = 0,055 \text{ m}$$

$$\mathbf{D = 60 \text{ mm}}$$

#### a. Correction du coefficient de débit $\mu$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :  $\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$

$$\text{AN :} \quad \sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,046 \cdot 65}{0,06} = 57,31 \text{ m}$$

$$\text{Donc :} \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 57,31}} = 0,13$$

$$S = \frac{0,0054}{0,13 \cdot \sqrt{2g \cdot 3}} = 0,0054 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0054}{\pi}} = 0,083 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **D = 90 mm.**

**b. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,0054}{0,002} = 2,7 \text{ m/s} \dots\dots\dots (\text{VIII.24})$$

**Conclusion**

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 90 mm. Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote à celle du volume mort (128,3) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (300 mm) au pied aval de la digue.

**VIII.5 Calcul des volumes de travaux**

Le volume total des différents matériaux constituant la construction de l'évacuateur des crues et le vidange de fond son résumé dans l'annexe E.

# Chapitre IX: Organisation de chantier

## Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage dans les délais et avec le moindre coût. 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 est 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.

## IX.1 Travaux de préparation <sup>[14]</sup>

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 d'exécuter les 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 d'accès.
4. L'installation de la base de vie, des entrepôts et des ateliers nécessaires pour la construction et que l'alimentation en eau et en énergie électrique ;
5. préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

## **IX.2 Travaux de réalisation <sup>[14]</sup>**

### **IX.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 chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

### **IX.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, l'excavation et la 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 transportée 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, 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.

### **IX.2.3 Travaux sur la digue**

Les phases de construction de la digue sont les suivantes :

1. Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et d'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 que 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 de 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 réalisation des 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.

#### **IX.2.4 Travaux secondaires**

1. 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.

#### **IX.3 Moyen de réalisation du barrage en terre<sup>[14]</sup>**

La construction d'une digue en terre nécessite La présence de moyens humains et matériels ;

##### **➤ 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.

##### **➤ Les moyens matériels**

- Le bulldozer ;
- Pelle mécanique ;
- Chargeur à pneu ou à chenilles ;
- Décapeuse ;
- Les niveleuses et les camions.

Pour le compactage :

- 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.

- Pour le bétonnage, on utilise le plus souvent des bétonnières. Si les quantités de béton sont conséquentes, on utilise alors une centrale à béton.
- Les engins de forage et d'injection ;
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

#### **IX.4 Enchaînement des opérations de réalisation <sup>[14]</sup>**

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel ;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond ;
- Approvisionnement des matériaux filtrants ;
- Mise en place du système de drainage horizontal ;
- Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre ;
- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions ;
- Génie civil de l'évacuateur de crues ;
- Mise en place de revêtement de talus ;
- Mise en place des équipements hydromécaniques ;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.

#### **IX.5 Mode d'exécution des travaux <sup>[14]</sup>**

##### **IX.5.1 Travaux préparatoires**

###### **a. La préparation des terrains**

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

Les décapages de l'emprise de la digue, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terres végétales qu'il importe de stocker au voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport. La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

**b. L'implantation des ouvrages**

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :

- L'axe de la Digue du petit barrage définie par les coupes en travers ;
- L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond ;
- L'axe de l'évacuateur de crues.

**c. Dérivation des eaux**

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estivale permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur un seul ouvrage de plusieurs fonctions, à savoir :

- Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement) ;
- Vidange accidentelle du petit barrage ;
- Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

**IX.5.2 Exécution des ouvrages****a. Les fouilles - tranchées d'ancrage**

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau. Les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré. Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

**b. Le remblai en terre compactée**

L'exécution du remblai en terre compactée comprend les deux phases les plus importantes du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileux bruns collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques, de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrants ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles.

Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

#### **c. La confection des filtres et des drains**

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Les matériaux sont disposés en couches de 20 cm d'épaisseur à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en oeuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

#### **d. Mise en oeuvre de dispositifs d'étanchéité**

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de barrage ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en oeuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

#### **e. Protection des talus**

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

#### **f. Compactage**

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

**IX.6 Le devis estimatif <sup>[14]</sup>****Tableau IX.1:** Le devis estimatif et quantitatif.

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Décapage de la terre végétale	La digue	m <sup>3</sup>	2642,72	160	422835,2
Terrassement mécanique	La digue	m <sup>3</sup>	1052,25	280	438888,8
	L'évacuateur de crue	m <sup>3</sup>	454,89		
	La prise d'eau et vidange de fond	m <sup>3</sup>	60,32		
Remblai d'argile	La digue	m <sup>3</sup>	40197,67	300	12059301
Remblai en terre meuble	L'évacuateur de crue	m <sup>3</sup>	732,49	300	223068
	La prise d'eau et vidange de fond	m <sup>3</sup>	11,07		
Gravier	La digue	m <sup>3</sup>	900,97	1000	1066460
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m <sup>3</sup>	165,49		
Sable	La digue	m <sup>3</sup>	834,8	800	822776
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m <sup>3</sup>	193,67		
Enrochement	La digue	m <sup>3</sup>	3530,47	1200	4250328
	L'évacuateur de crue	m <sup>3</sup>	11,47		
Béton de propreté	L'évacuateur de crue	m <sup>3</sup>	23,81	5000	140300
	La prise d'eau et vidange de fond	m <sup>3</sup>	4,25		
Béton armé	La digue	m <sup>3</sup>	166,67	25000	8868500
	L'évacuateur de crue	m <sup>3</sup>	164,27		
	La prise d'eau et vidange de fond	m <sup>3</sup>	23,8		
Montant total					28292457

**IX.7 La planification <sup>[14]</sup>****IX.7.1 Définition de la 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.

- 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.

## IX.7.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

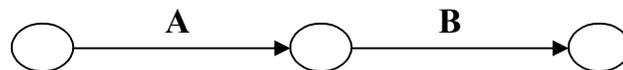
### IX.7.2.1 méthodes basées sur le réseau

#### IX.7.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

##### a. Réseau à flèches

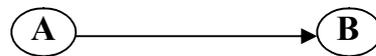
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

##### b. Réseau à noeuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

#### IX.7.2.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- a. Etablissement d'une liste des tâches
- b. Détermination des tâches antérieures
- c. Construction des graphes partiels ;
- d. Regroupement des graphes partiels ;
- e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- f. Construction du réseau.

### IX.7.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases ;

**1<sup>ère</sup> phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

**2<sup>ème</sup> phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

**3<sup>ème</sup> phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

### IX.7.2.3 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### IX.7.2.3.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

#### IX.7.2.3.2 Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

#### IX.7.2.3.3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

### IX.7.3 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants ;

DCP	<i>TR</i>
DFP	<i>DCPP</i>
<i>DFPP</i>	<i>MT</i>

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

### IX.7.3.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

### IX.7.3.2 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

## IX.8 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne efficacité la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut

rendement asservie par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

### IX.8.1 Symboles des différentes opérations

**Tableau IX.2:** Symboles des opérations.

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<b>Phase 01 :</b> Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	A	1
<b>Phase 02 :</b> Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	B	2
<b>Phase 03 :</b> Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	C	1
<b>Phase 04 :</b> Excavations de l'évacuateur de crues ;	D	1
<b>Phase 05 :</b> Préparation des zones d'emprunt ;	E	2
<b>Phase 06 :</b> Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;	F	2
<b>Phase 07 :</b> Déboisement de la cuvette ;	G	3
<b>Phase 08 :</b> Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;	H	1
<b>Phase 09 :</b> Approvisionnement du filtre ;	I	2
<b>Phase 10 :</b> Mise en place un système de drainage ;	J	1
<b>Phase 11 :</b> Remblai compacté ;	K	4
<b>Phase 12 :</b> Revêtements de talus ;	L	3
<b>Phase 13 :</b> Equipements hydraulique ;	M	1
<b>Phase 14 :</b> Travaux des finitions ;	N	2

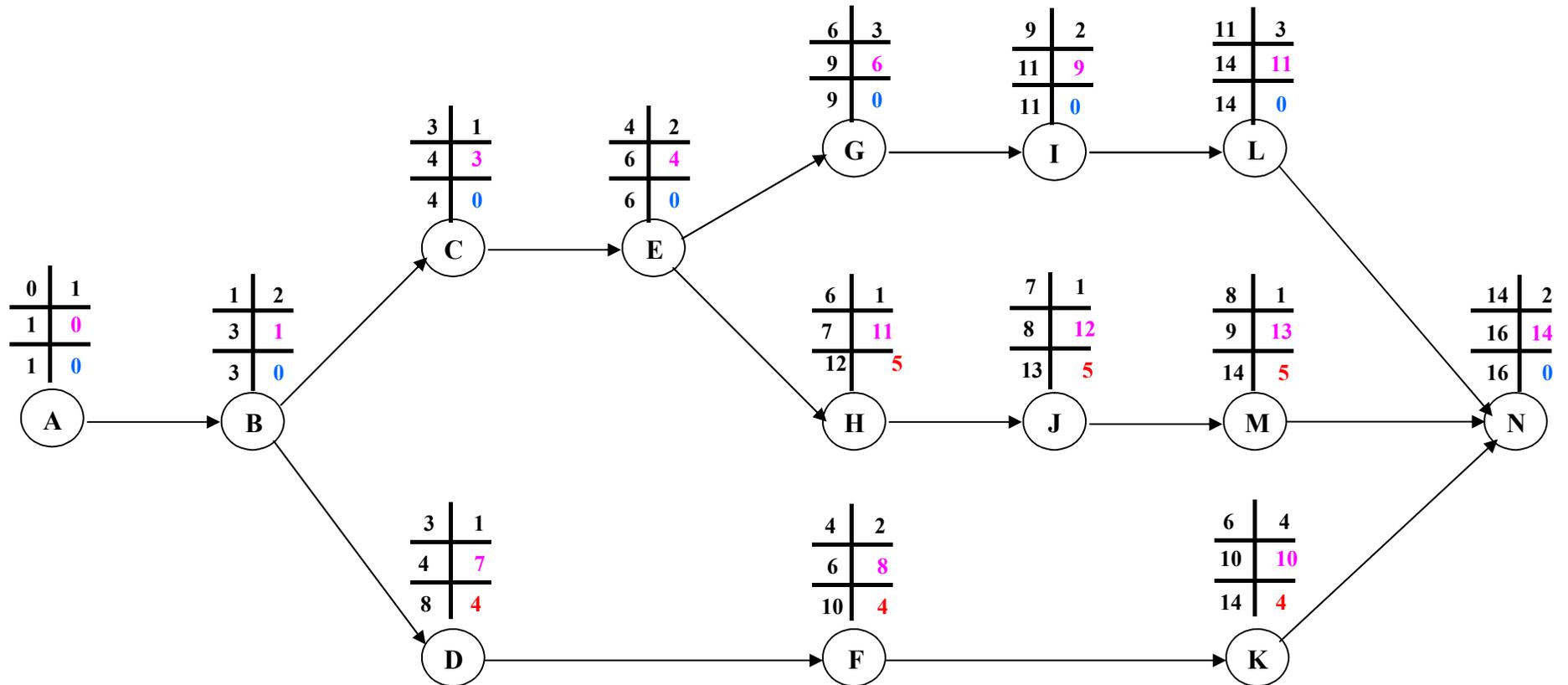


Figure IX.1: Réseau à nœuds.

### IX.9 Détermination des chemins critiques

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 IX.3.

**Tableau IX.3:** 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	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4
L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire GLIB ETTIR est égal à 16 mois.

**Tableau IX.4:** Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire GLIB ETTIR.

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14	Mois 15	Mois 16
<b>Phase 01 :</b> Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	1															
<b>Phase 02 :</b> Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;		2														
<b>Phase 03 :</b> Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;				1												
<b>Phase 04 :</b> Excavations de l'évacuateur de crues ;				1												
<b>Phase 05 :</b> Préparation des zones d'emprunt ;					2											
<b>Phase 06 :</b> Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;					2											
<b>Phase 07 :</b> Déboisement de la cuvette ;							3									
<b>Phase 08 :</b> Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;							1									
<b>Phase 09 :</b> Approvisionnement du filtre ;										2						
<b>Phase 10 :</b> Mise en place un système de drainage ;								1								
<b>Phase 11 :</b> Remblai compacté ;						4										
<b>Phase 12 :</b> Revêtements de talus ;												3				
<b>Phase 13 :</b> Equipements hydraulique ;									1							
<b>Phase 14 :</b> Travaux des finitions ;															2	

## 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. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire GLIB ETTIR est estimé à 16 mois.

# Chapitre X: Protection et sécurité de travail

## Introduction

La protection du travail comprend 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 applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

## X.1 Causes des accidents de travail <sup>[13]</sup>

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

### X.1.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs ;
2. La fatigue ;
3. La distraction ;
4. Les gestes néfastes ;
5. Inaptitude mentale ou physique ;
6. Adoption de la solution de faciliter.

### X.1.2 Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail ;
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage ;
3. Le manque d'éclairage.

**X.2. Conditions dangereuses dans le chantier<sup>[13]</sup>**

1. Installation non protégée ou mal protégée ;
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
4. Protection individuelle inexistante ;
5. Défauts dans la construction ;
6. Eclairage défectueux ;
7. Facteur d'ambiance impropre ;
8. Conditions climatiques défavorables.

**X.3. Actions dangereuses<sup>[13]</sup>**

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
5. Imprudence durant le travail ;
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

**X.4. Mesures préventives<sup>[13]</sup>**

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 chauffés.

**X.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation<sup>[13]</sup>**

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau X.1 ;

**Tableau X.1:** Plan de sécurité.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : <ul style="list-style-type: none"> <li>- La réalisation du chantier de jour comme nuit ;</li> <li>- Les zones interdites au public ;</li> <li>- Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard ;</li> <li>- Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).</li> </ul>
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ;</li> <li>- Moyens de calage de chargement et de déchargement.</li> </ul>
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9. Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

### **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.

# CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons étudié la faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued de GLIB ETTIR dans la wilaya d'ORAN qui est destiné à l'irrigation.

D'après les études géologiques, géotechnique et hydrologiques effectuées sur notre site on a arrivé a une digue en matériaux locaux homogène, vue la disponibilité suffisantes des sols fins et sa simplicité de la réalisation, avec une hauteur de 8.72 m et une capacité de 0.0716 hm<sup>3</sup>

Le calcul de la stabilité de la digue est vérifier et a été établir par la méthode de FELLENIUS.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote à celle de volume mort et de diamètre 90 mm. L'évacuateur de crue est de type latérale a entonnement frontale a une largeur  $b = 8$  m et une seuil déversante  $H_d = 0,97$ m.

Les résultats obtenus par ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique qu'économique.

# références Bibliographiques :

[1] : *la direction de l'hydraulique de la wilaya d'Oran*

[2] : **REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNES**

**RPA99/VERSION 2003**

[3] : *Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques) par Mohammed HASSANE*

[4] : *données A.R.N.H.D'ORAN*

[5] : **MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE / Bénina TOUAIBIA /MARS 2004**

[6] : **GERARD PHILIPPONNAT ET BERTRAND HUBERT**  
**(Fondations et ouvrages en terre)**

[7] : **J-M DURAND**  
**(Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale»**  
**'Edition Cemagref '.)**

[8] : **Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE (Stabilité des pentes)**

[9] : **R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.**

**(Techniques des barrages en aménagement rural -1974).**

[10] : **C.I.G.B (Bulletin 53 (1986)**

**(CALCUL STATIQUE des barrages en remblai)**

[11] : **GERARD PHILIPPONNAT ET BERTRAND HUBERT**

**(Fondations et ouvrages en terre)**

[12] : **LENCASTRE.A**

**(Hydraulique générale, EYROLLES-1999).**

[13] : **recommandations méthodologiques par ;v.ambartsodumian Edition 11/1994 ENSH**

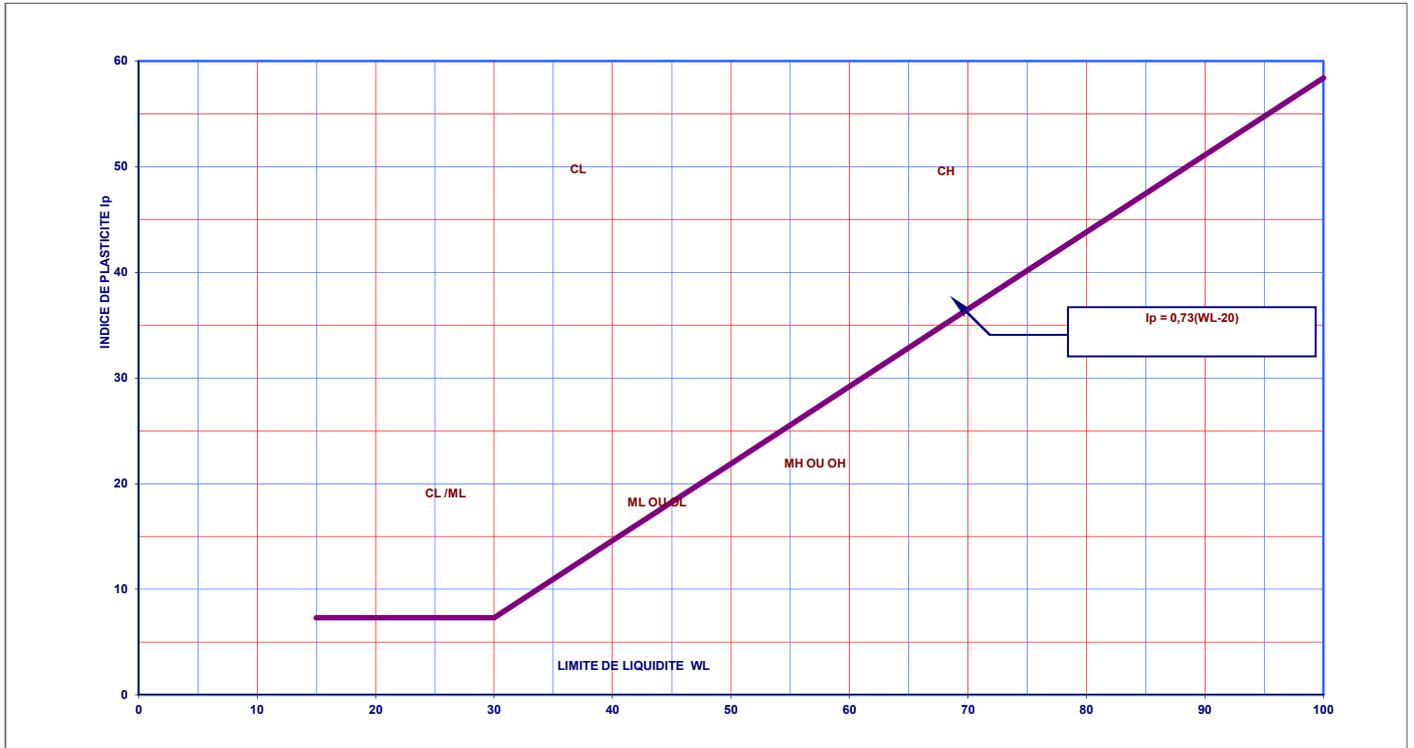
[14] : **THESE FIN D'ETUDE CORRIGEE(ENSH)**

# Les annexes

# Annexe A

Annexe A :  
Annexe A.1 :

ABAQUE DE PLASTICITE



Annexe A :

Annexe A.2 :

**CLASSIFICATION UNIFIEE (ASTM D – 2497)**

( SOLS A GROS GRAINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)

SOLS A GROS GRAINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)		SOLS A GROS GRAINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)			
Sols à gros grains (plus de la moitié des particules)	Graviers et sols graveleux ( plus de la moitié des gros grains > 4.76 mm)	Graviers propres (peu ou pas de grains fins)	Gravier bien calibré où mélange gravier – sable (peu ou pas de grains fins).	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $1 < Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$	<b>GW</b>
			Gravier mal calibré où mélange gravier-sable (peu ou pas de grains fins).	Une des conditions de GW non satisfaite	<b>GP</b>
		Graviers avec grains fins (pourcentage appréciable)	Gravier limoneux mélange gravier sable-limon.	Limite d’Atterberg au dessous de “ A ”	<b>GM</b>
			Gravier argileux	Limite d’Atterberg au dessus de “ A ”	<b>GC</b>
			Mélange gravier sable-argile.		
	Sables et sols sableux dont plus de la moitié des gros grains < 4.76 mm.	Sable propres ou pas de grains fin.	Sable bien calibre ou	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $1 < Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$	<b>SW</b>
			Sable graveleux (peu ou pas de grains fins)		
		Sable (pourcentage appréciable)	Sable mal calibré ou sable graveleux (peu ou pas de grains fins)	Une des conditions de SW non satisfaite	<b>SP</b>
			Sable limoneux mélange sable-limon.	Limite d’Atterberg au dessous de “ A ”	<b>SM</b>
Sable argileux mélange sable argile.			Limite d’Atterberg au dessus de “ A ”	<b>SC</b>	

**Annexe A :**

*Annexe A.3 :*

**CLASSIFICATION UNIFIEE (ASTM D – 2497)**

**SOLS A GRAINS FINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)**

<p><b>SOLS A GRAINS FINS</b> (voir abaques de plasticité)  (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES &lt; 0.074 m)</p>	<p>Limite d'Atterberg au dessous de "A"</p>	WL ≥ 50	Limons inorganiques, sol sableux très fin ou limoneux micacé ou contenant des diatomées, limon de plasticité élevée	<b>MH</b>	
		WL ≤ 50	Limons inorganiques et sable très fin, poussière de roche, sable très fin limoneux ou argileux ou limon	<b>ML</b>	
	<p>Limite d'Atterberg au dessus de "A"</p>	WL ≥ 50	Argile inorganique de grande plasticité	<b>CH</b>	
		WL ≤ 50	Argile inorganique de faible plasticité, argile graveleuse, sableuse, limoneuse	<b>CL</b>	
	<p>Limite d'Atterberg au dessous de "A"</p>	WL ≥ 50	Argile organique d'une plasticité moyenne à élevée, limon organique	<b>OH</b>	
		WL ≤ 50	Limons organiques et mélanges, limons argileux organiques de faible plasticité	<b>OL</b>	
	<p><b>TERRE NOIRE ET AUTRES SOLS TRÈS ORGANIQUES, TOURBE</b></p>			<b>PT</b>	
	<p>GRAINS FINS &lt; 0.074 mm / GRAINS GROSSIERS &gt; 0.074 mm</p>				
	<p>5 % &lt; 0.074 mm &lt; 12 %      →      (on utilise double symbole double)</p>				

## Annexe A :

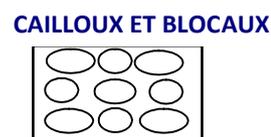
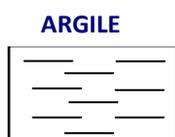
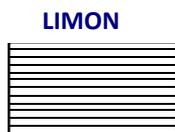
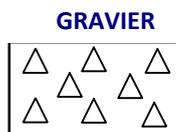
### Annexe A.4 : CAPACITE ET CONSISTANCE

La capacité et la consistance sont exprimées dans les termes suivants :

SOL GRANULAIRE (SABLES ET GRAVIERS)		SOL COHERENT (LIMON ET ARGILE)		
INDICE DE PENETRATION STANDARD « N » (COUPS /30 Cm)	COMPACTE OU DENSITE RELATIV	INDICE DE PENETRATION STANDARD « N » (COUPS/30 Cm)	RESISTANCE OU CISAILLEMENT NON DRAINE Cu (Kg/Cm <sup>2</sup> )	CONSISTANCE
0 – 4	TRES LACHE	0 – 2	MOINS DE 0.12	TRES MOLLE
4 – 10	LACHE	3 – 4	0.13 – 0.25	MOLLE
10 – 40	COMPACT	5 – 0	0.26 – 0.50	FERME
30 – 50	DENSE	9 – 15	0.51 – 1.00	RAIDE
50 ET PLUS	TRES DENSE	16 – 30	1.01 – 2.00	TRES RAIDE
		31 ET PLUS	2.01 ET PLUS	DURE

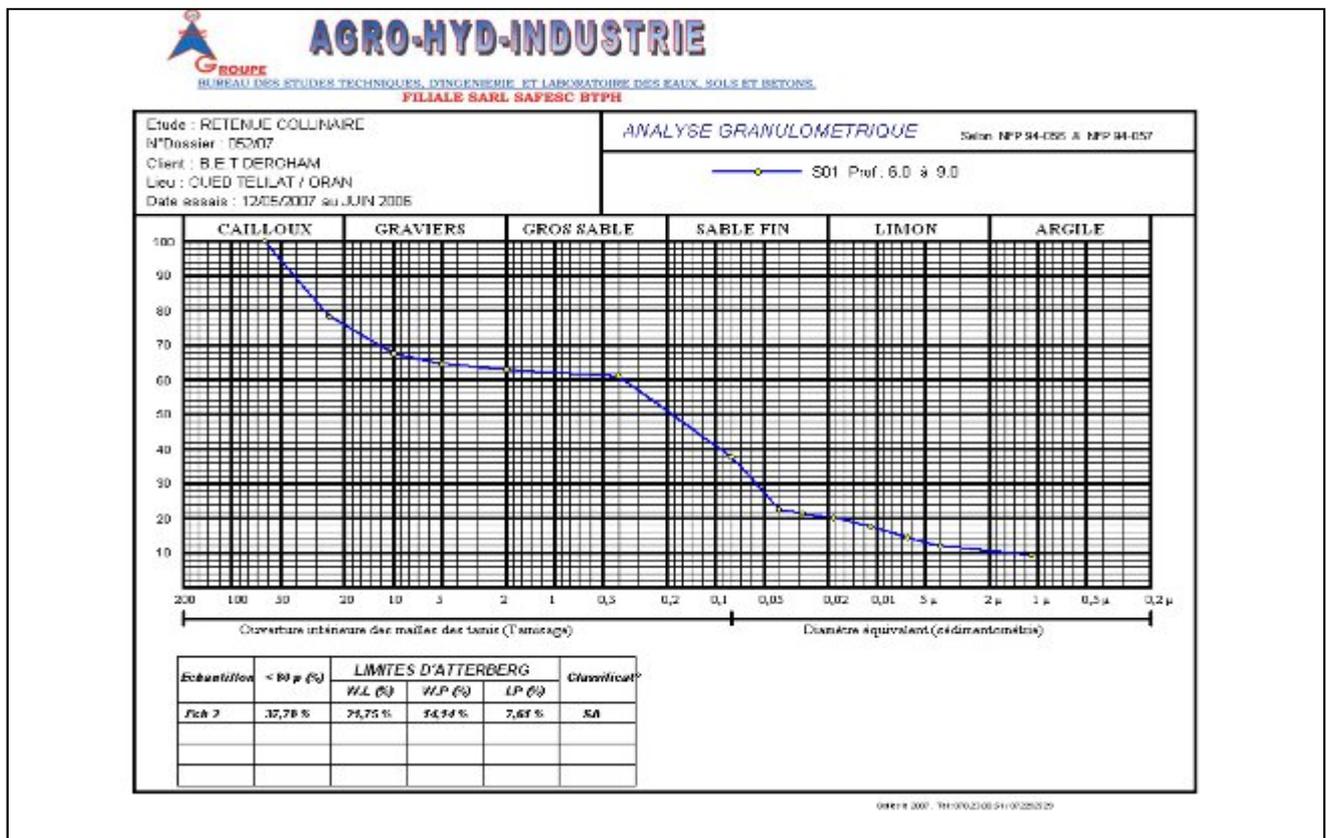
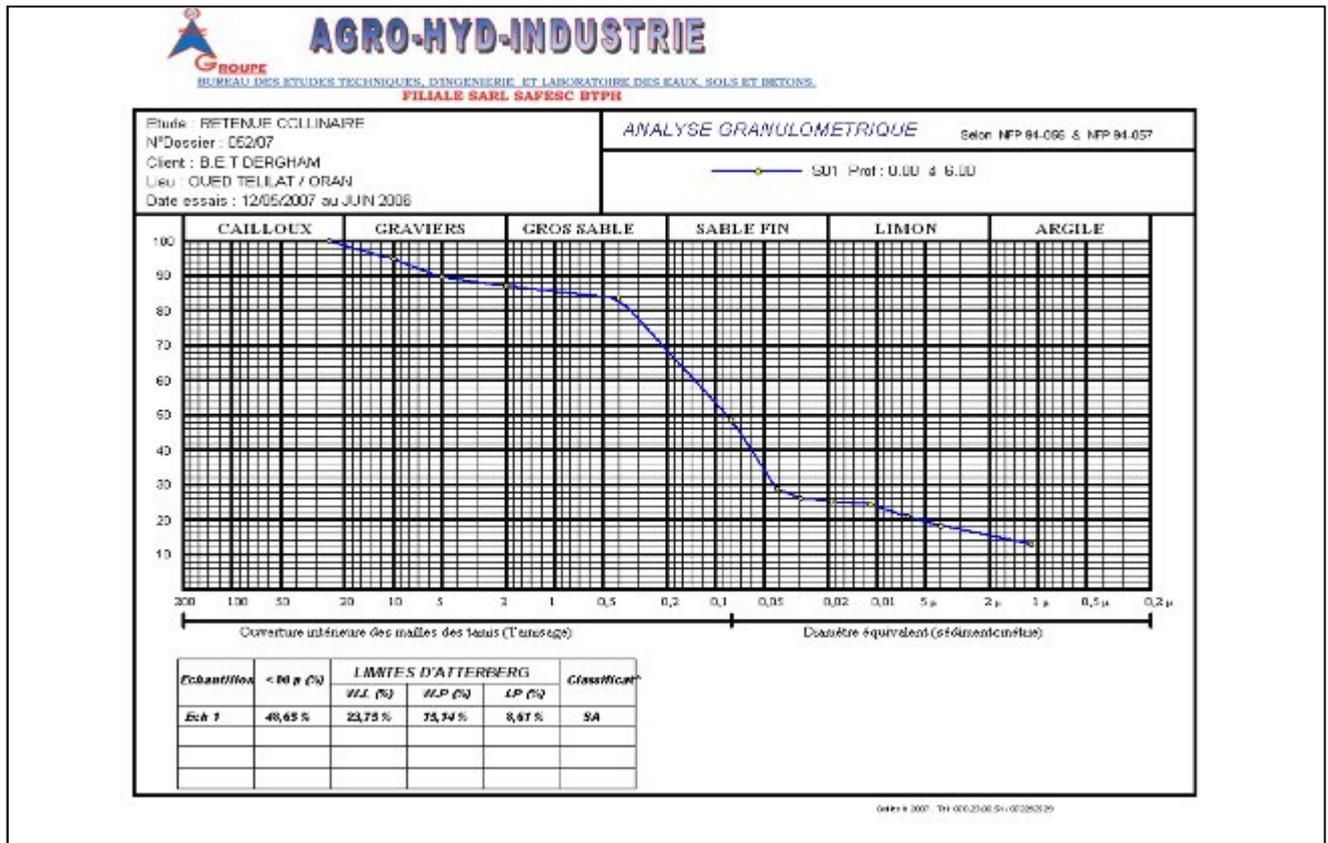
### SYMBOLE :

Les symboles suivants ou couleurs sont en usage pour la description stratigraphique des sols.



# Annexe A :

## Annexe A.5 ; Analyse granulométrique des matériaux rive gauche (sondage de profondeur 0.00 à 6.00 m et de 6.00 à 9.00 m)



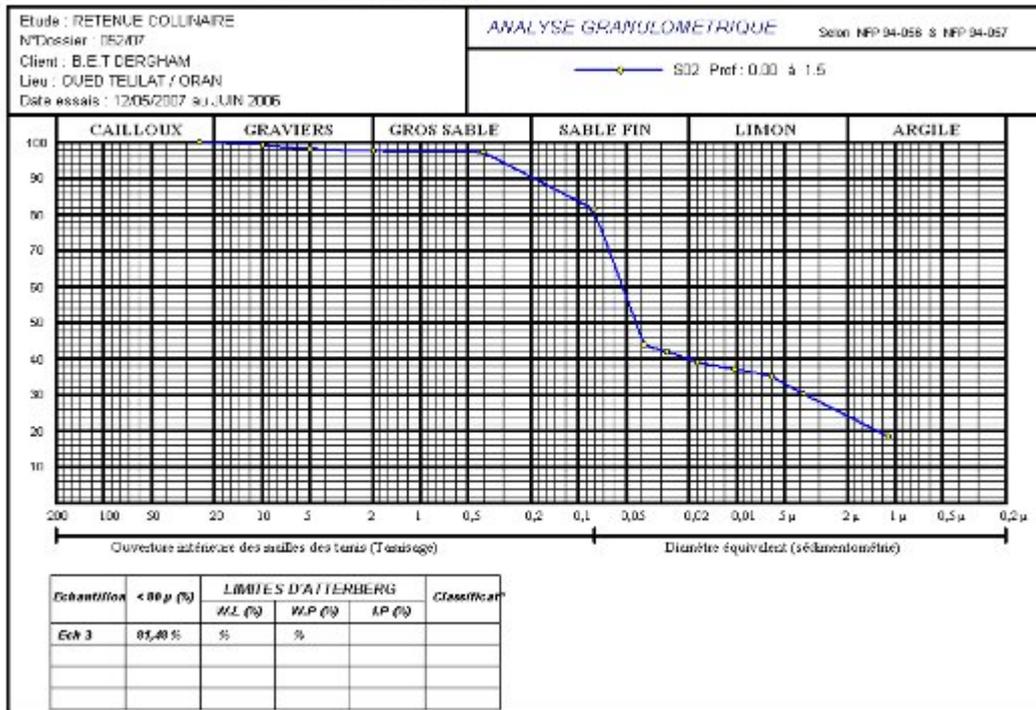
# Annexe A :

## Annexe A.5.1 ; Analyse granulométrique des matériaux lit d'oued (sondage de différentes profondeur 0.00 à 9.00 m)



**AGRO-HYD-INDUSTRIE**

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH

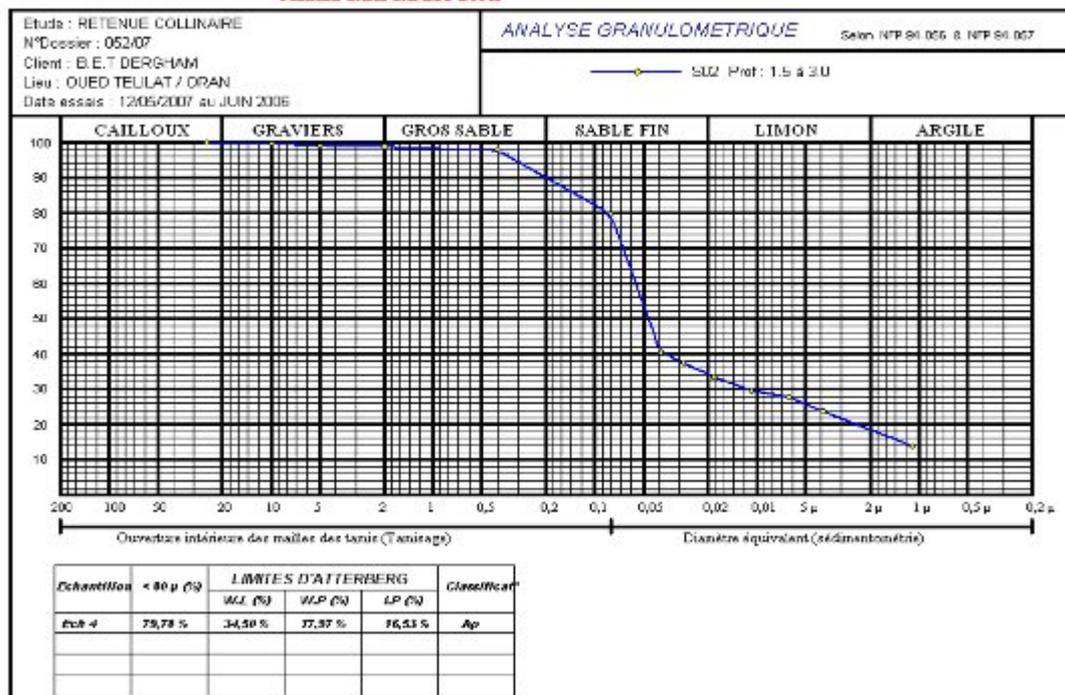


04/04/2007 - TR-07021006/01/0220706



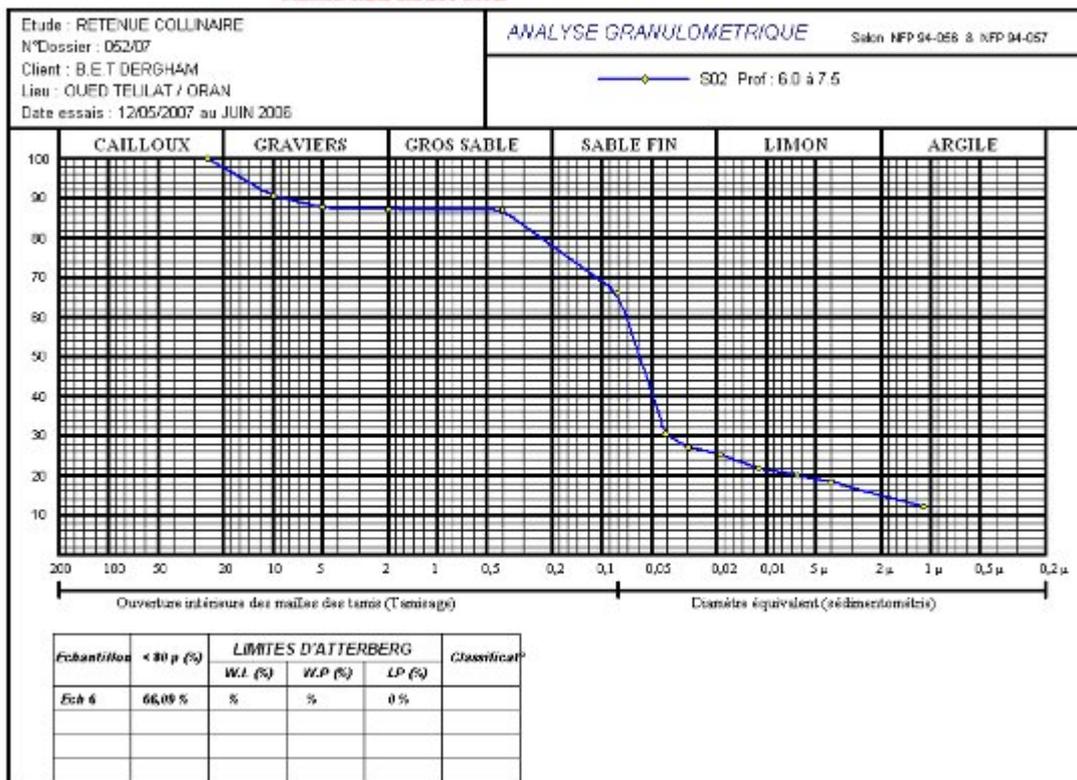
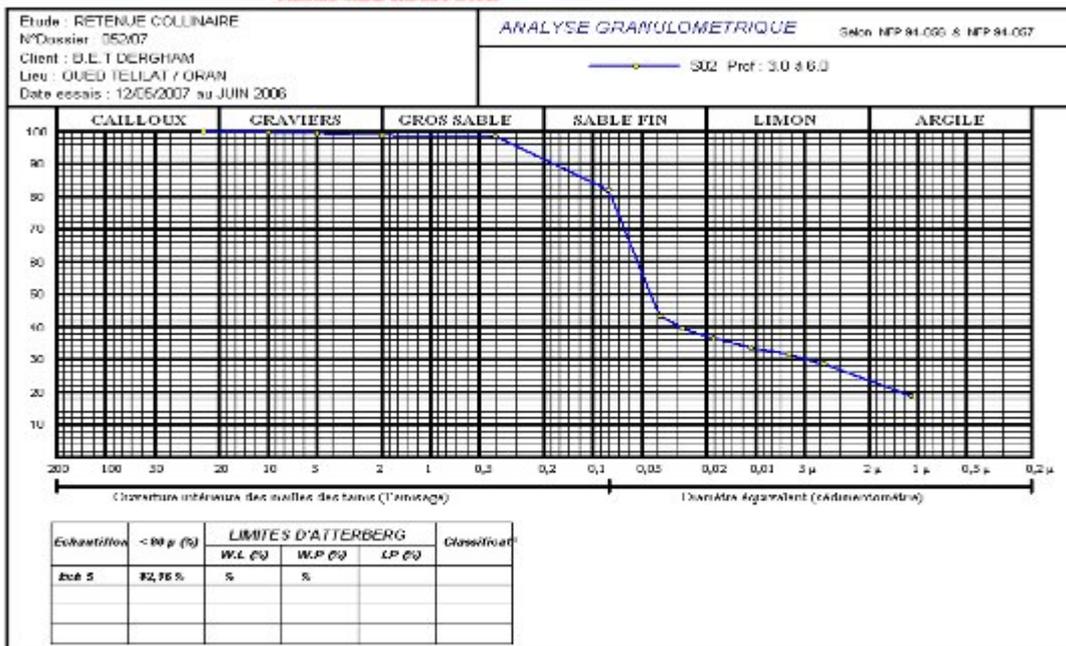
**AGRO-HYD-INDUSTRIE**

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH



04/04/2007 - TR-07021006/01/0220706

# Annexe A :

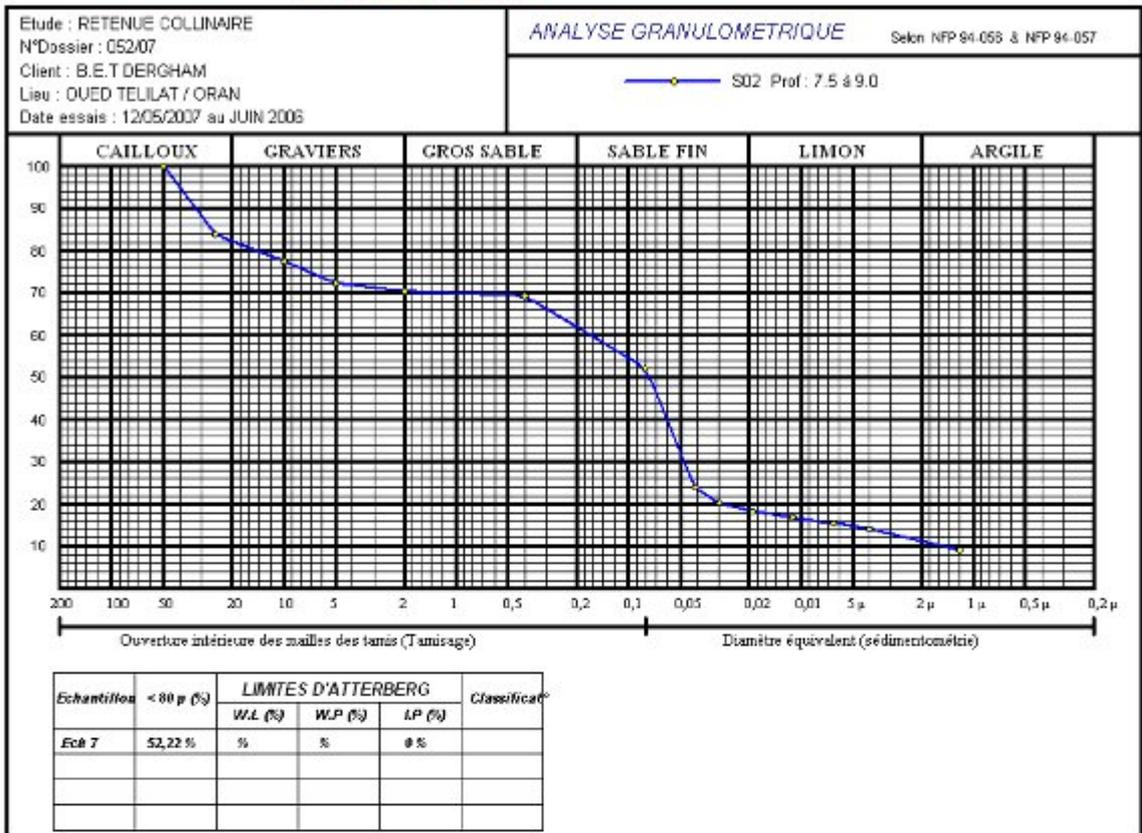


# Annexe A :



## AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH

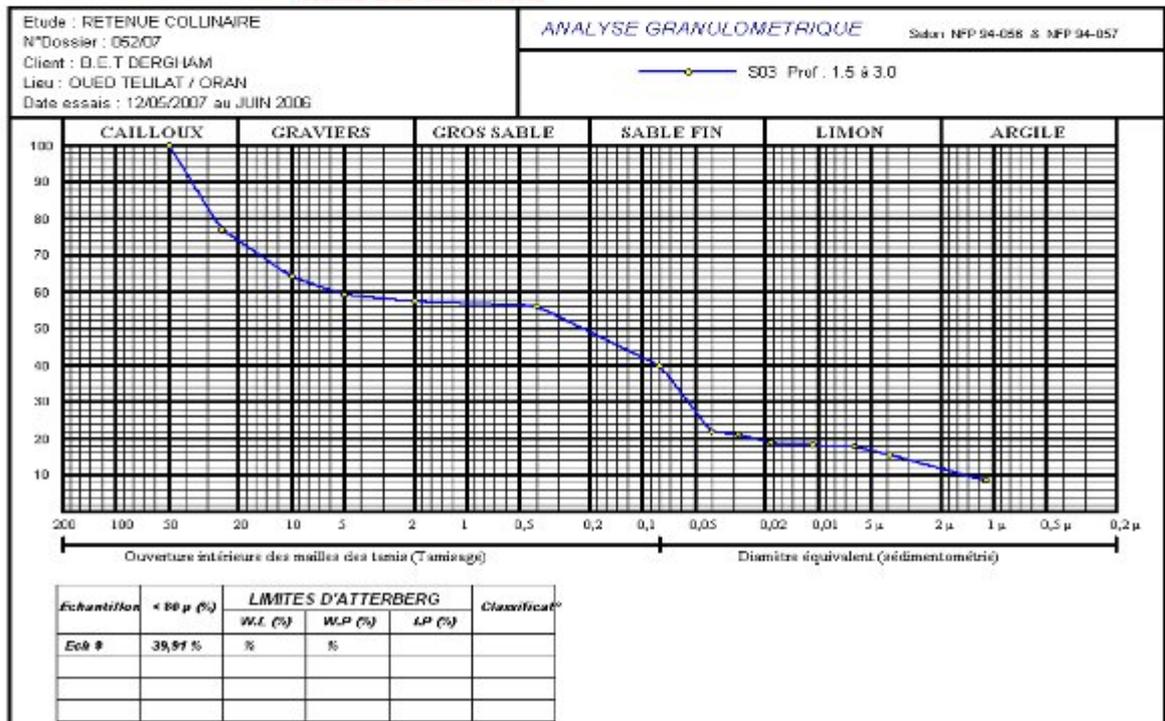


04/11/2007 TEL: 070.23.00.51 / 07020720



## AGRO-HYD-INDUSTRIE

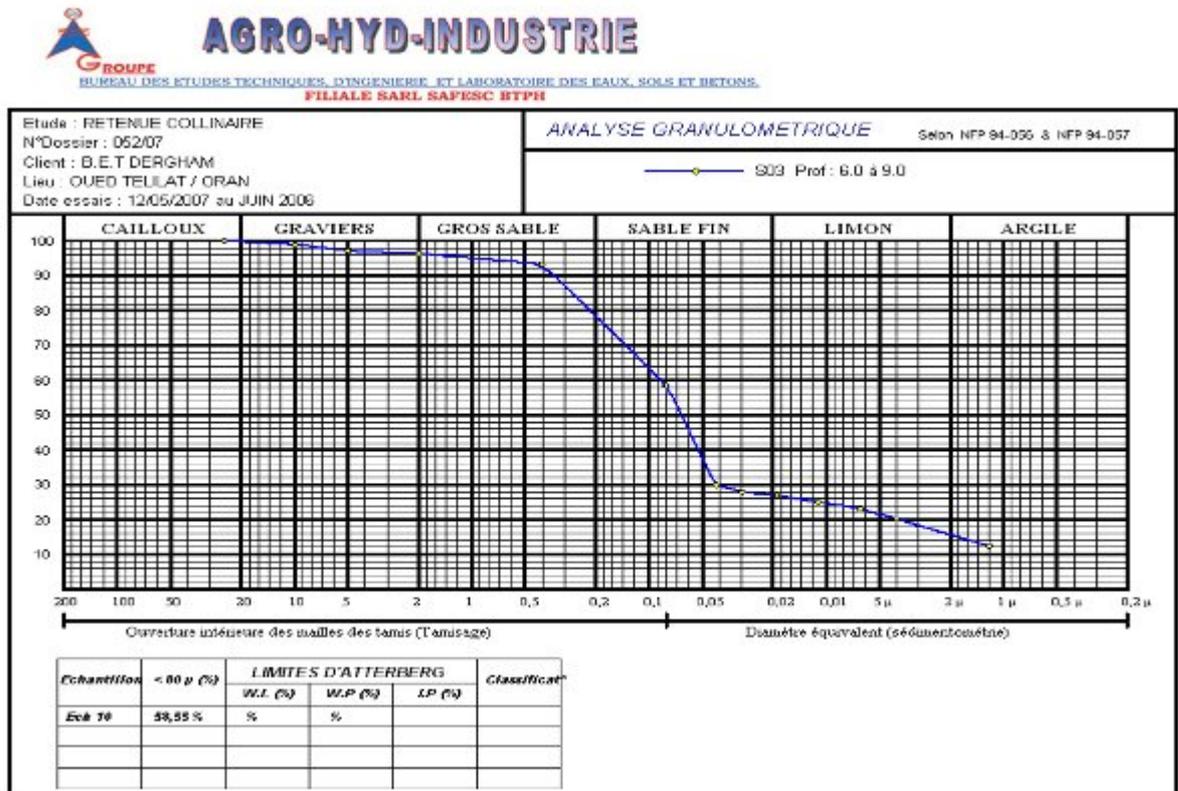
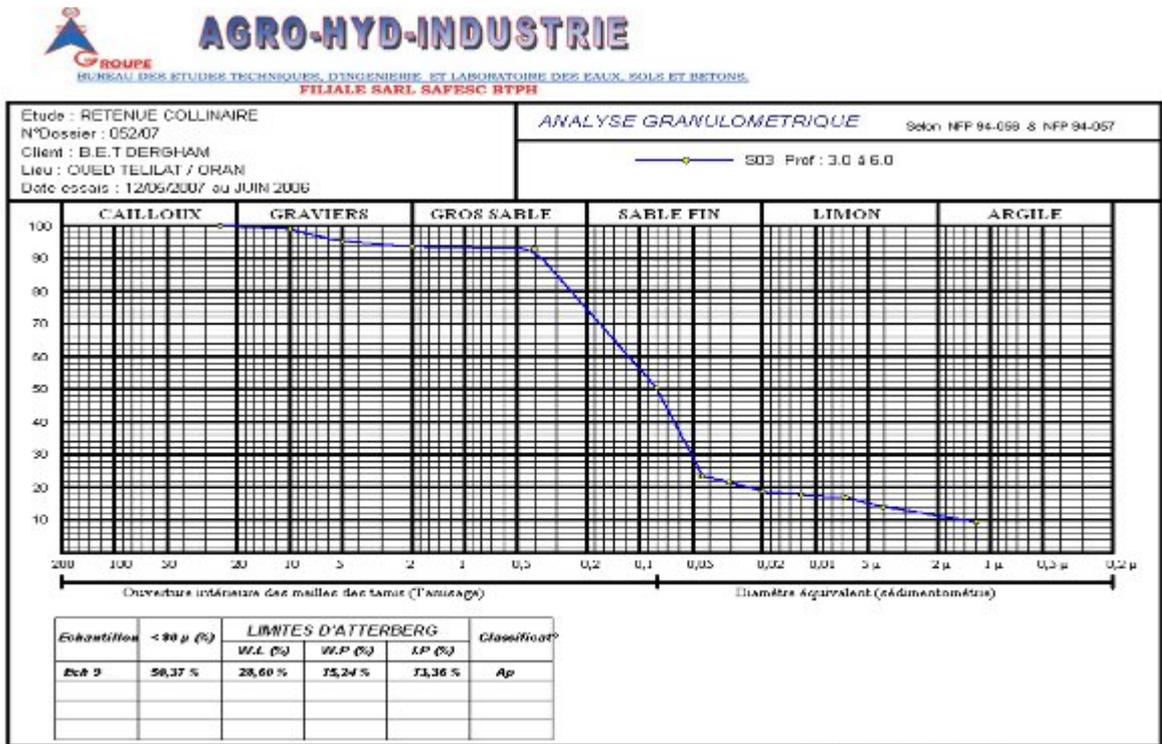
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH



04/11/2007 TEL: 070.23.00.51 / 07020720

# Annexe A :

## Annexe A.5.2; Analyse granulométrique des matériaux rive droite (sondage de différentes profondeur 0.00 à 15.00 m)

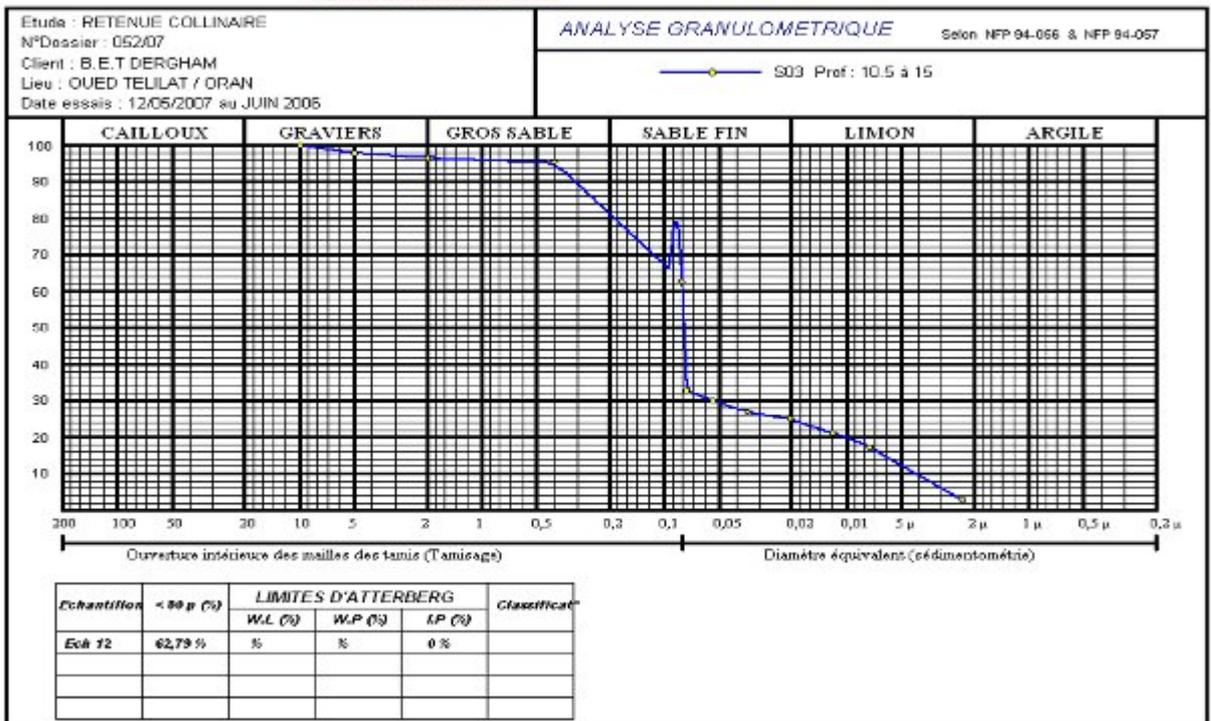


Annexe A :



**AGRO-HYD-INDUSTRIE**

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
 FILIALE SARL SAFESC BTPH

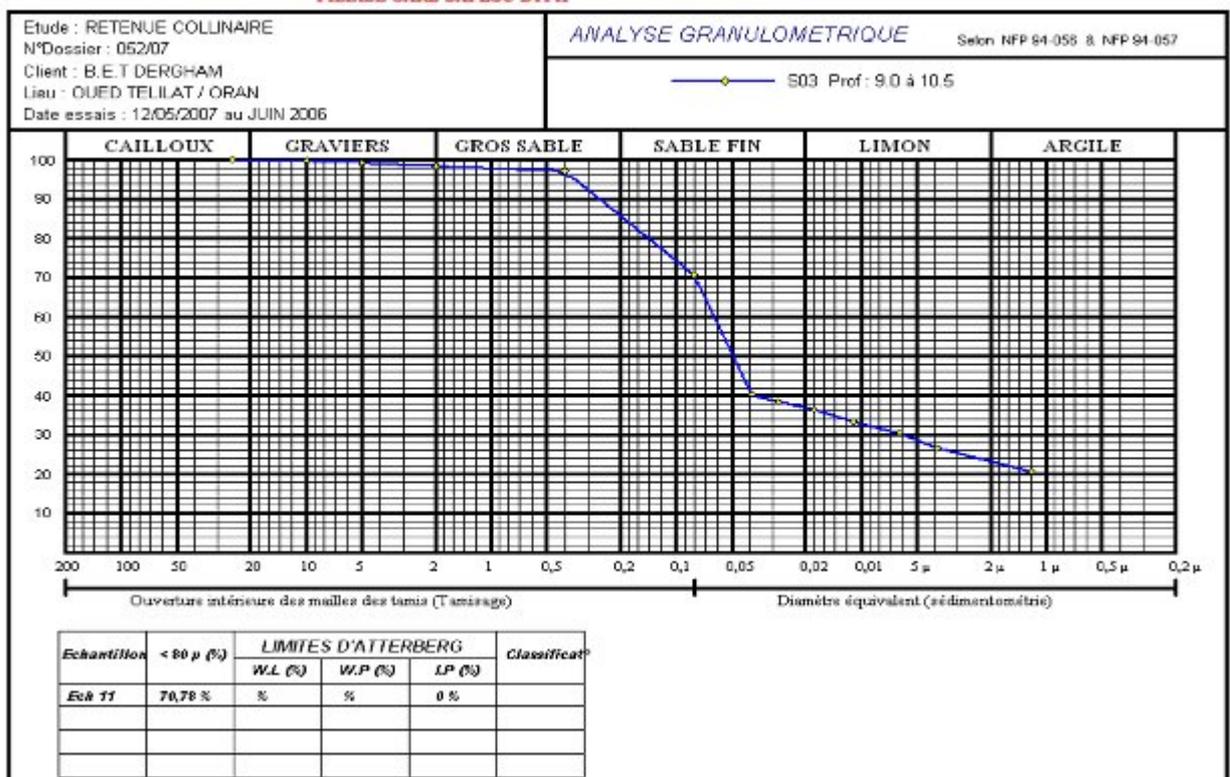


04/04/03 2007 - Tél: 070 23 00 51 / 07200220



**AGRO-HYD-INDUSTRIE**

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
 FILIALE SARL SAFESC BTPH



04/04/03 2007 - Tél: 070 23 00 51 / 07200220

**Annexe A :**

**Annexe A.6; Essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé sur la rive gauche de profondeur de 0.00 à 6.00 m**



**AGRO-HYD-INDUSTRIE**

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH

**ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE**

*Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC*

Etude : *RETENUE COLLINAIRE*

Dossier N° : *052/07*

N° Sond : *S01*

Prof : *0.0 à 6.0*

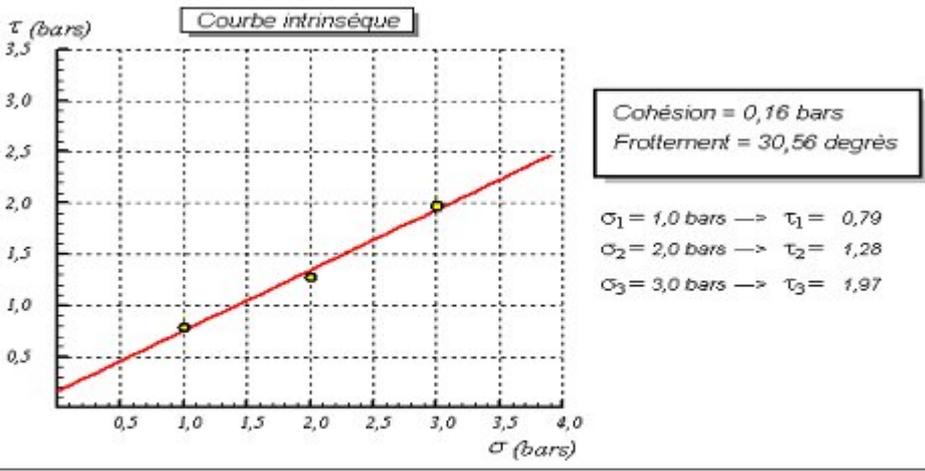
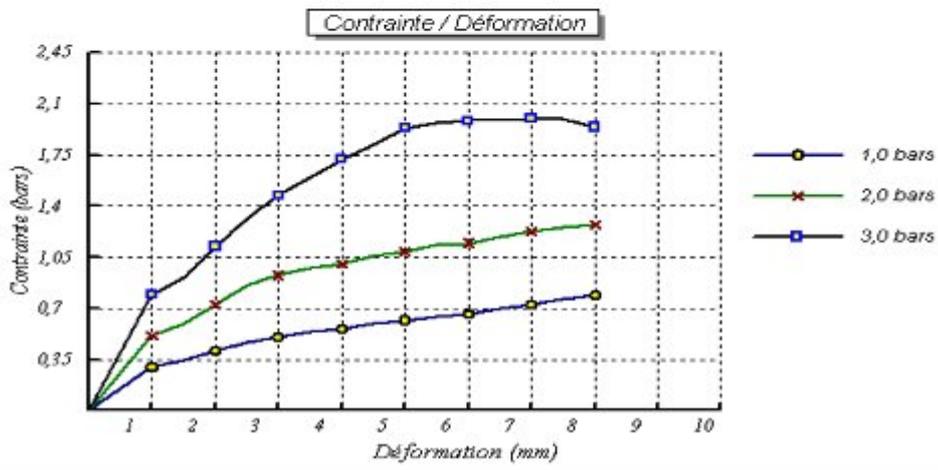
Nature sol : *LIMON SABLEUX PRESENCE DE GRAVILLONS*

Type d'essai : *UU*

Vitesse de cisaillement : *1 mm/mn*

Date début essais : *MAI 2007*

Date fin essais : *09/06/2007*



Date: 03/06/2007, 16:07:23, 00.01 / 072282728

**Annexe A :**

**Annexe A.6.1;Essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé sur la rive gauche de profondeur de 6.00 à 9.00 m**



**AGRO-HYD-INDUSTRIE**

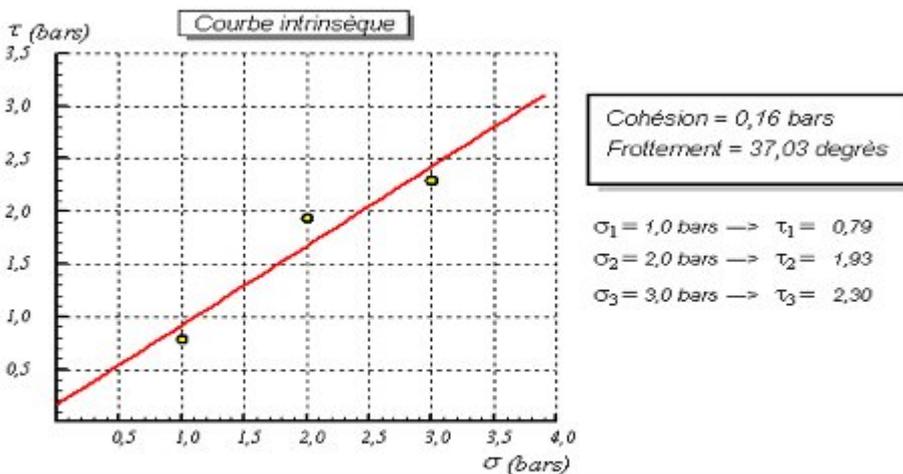
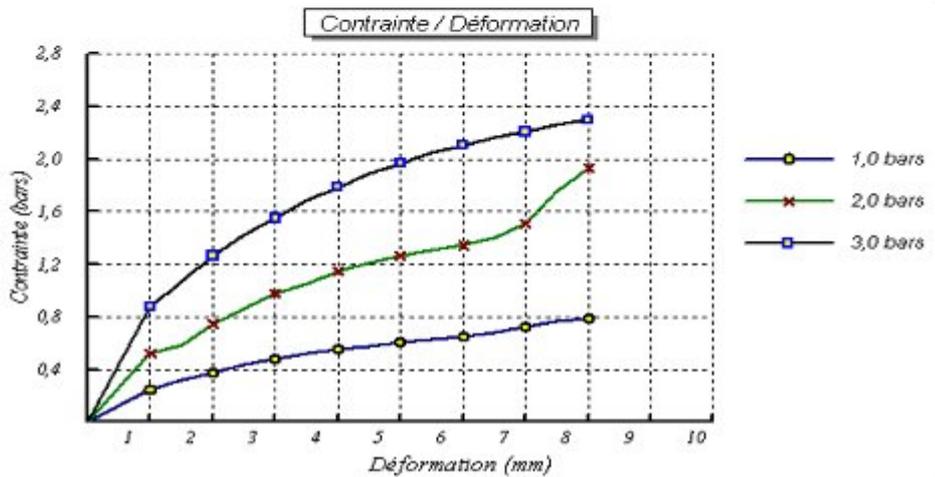
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS,  
FILIALE SARL SAFESC BTPH

**ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE**

*Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC*

Etude : RETENUE COLLINAIRE  
Dossier N° : 052/07  
N° Sond : S01  
Prof : 6.0 à 9.0  
Nature sol :

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
Date début essais : MAI 2007  
Date fin essais : 09/06/2007



**Annexe A :**

**Annexe A.6.2; Essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé sur la rive droite de profondeur de 9.00 à 10.50 m**



**AGRO-HYD-INDUSTRIE**

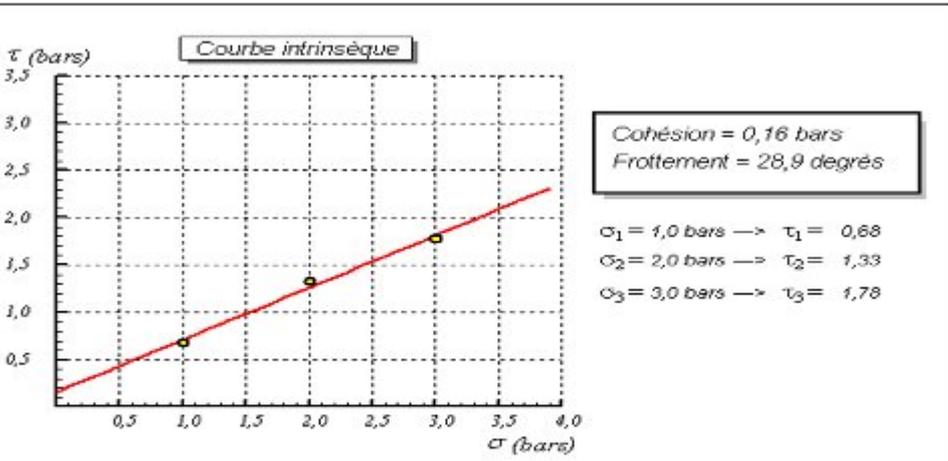
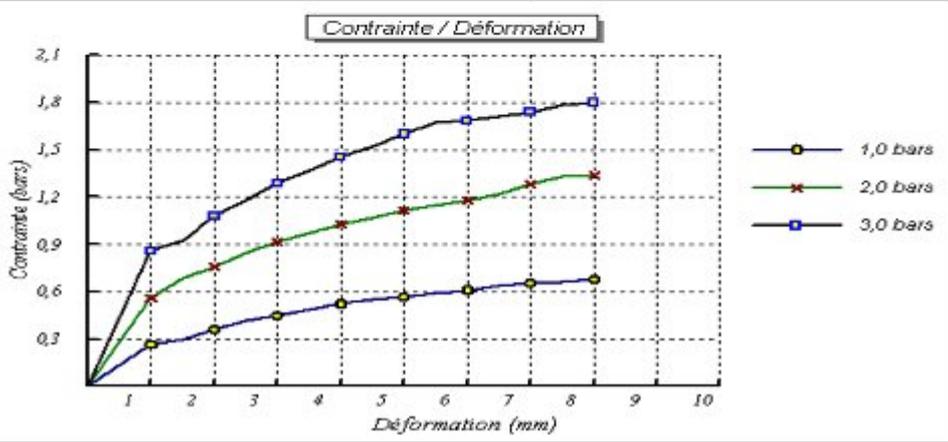
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
 FILIALE SARL SAFESC BTPH

**ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE**

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

Etude : RETENUE COLLINAIRE  
 Dossier N° : 052/07  
 N° Sond : S03  
 Prof : 9.0 à 10.5  
 Nature sol : LIMON SABLEUX PRESENCE DE GRAVILLONS

Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
 Date début essais : MAI 2007  
 Date fin essais : 09/06/2007



200401 2007 - TM / 070.22.00.81 / 072282728

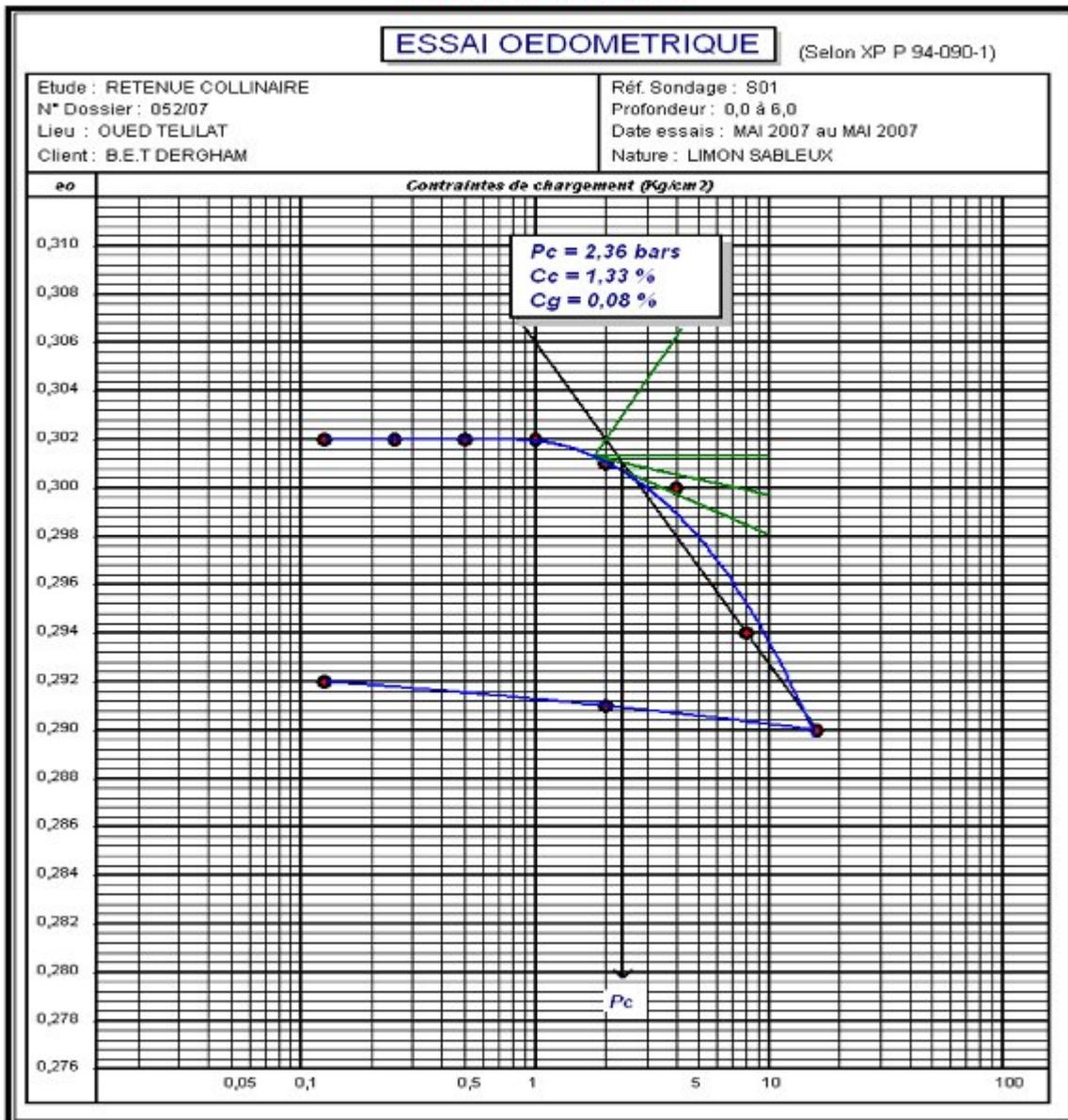
# Annexe A :

## Annexe A.7; Essais oedométrique sur la rive gauche de profondeur de 0.00 à 6.00m



# AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH



Goheer 2007. Tél: 070.23.00.61 / 070.29.27.26

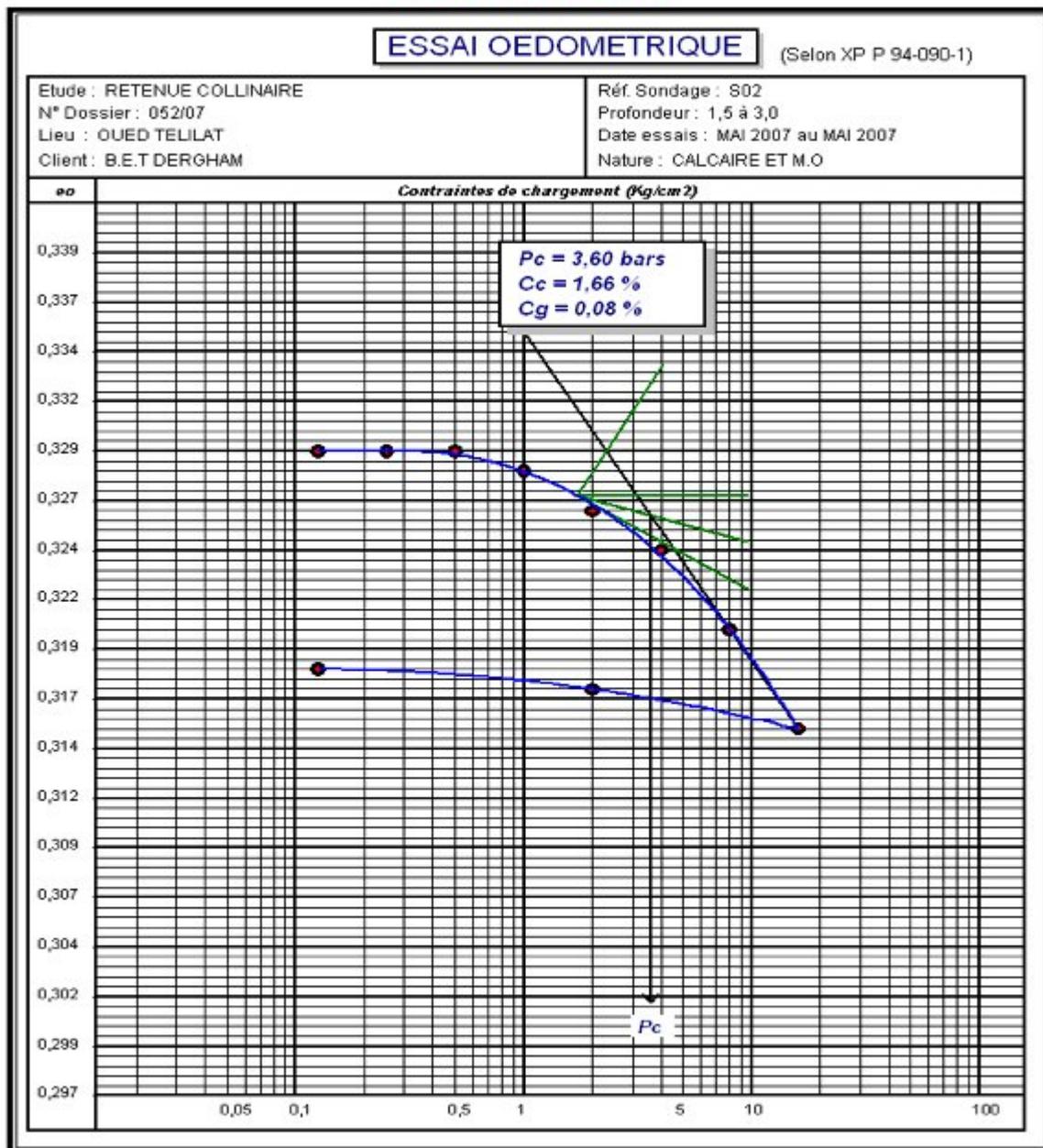
## Annexe A :

### Annexe A.7.1; Essais oedométrique sur le lit de l'oued de profondeur de 1.50 à 3.00m



# AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH



Calculs 2007. Tél: 070.23.00.61 / 070.29.27.28

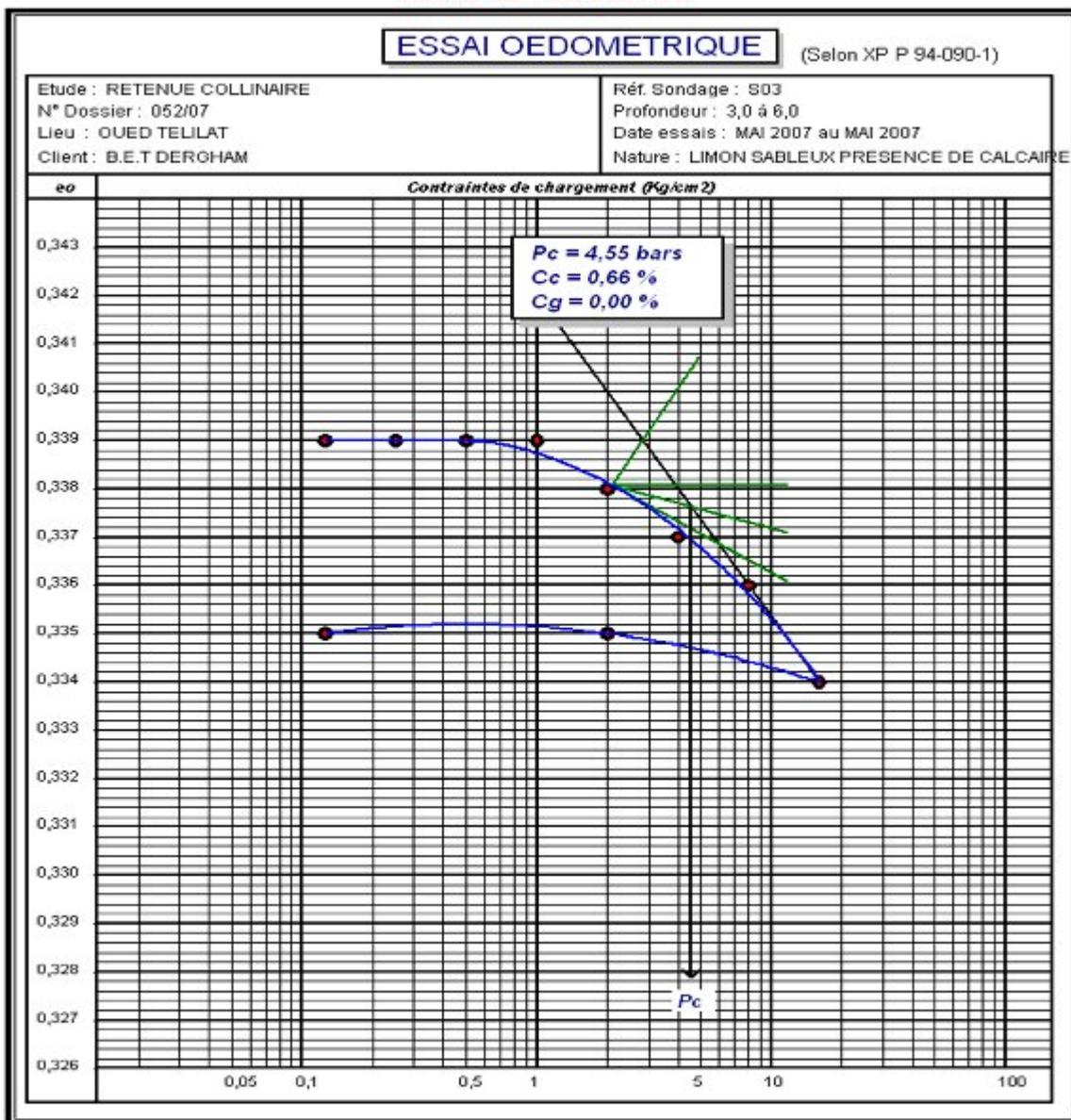
# Annexe A :

## Annexe A.7.2; Essais oedométrique sur la rive droite de profondeur de 3.00 à 6.00m



# AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH



Calculs 2007, Tél: 070.33.00.81 / 070.29.37.28

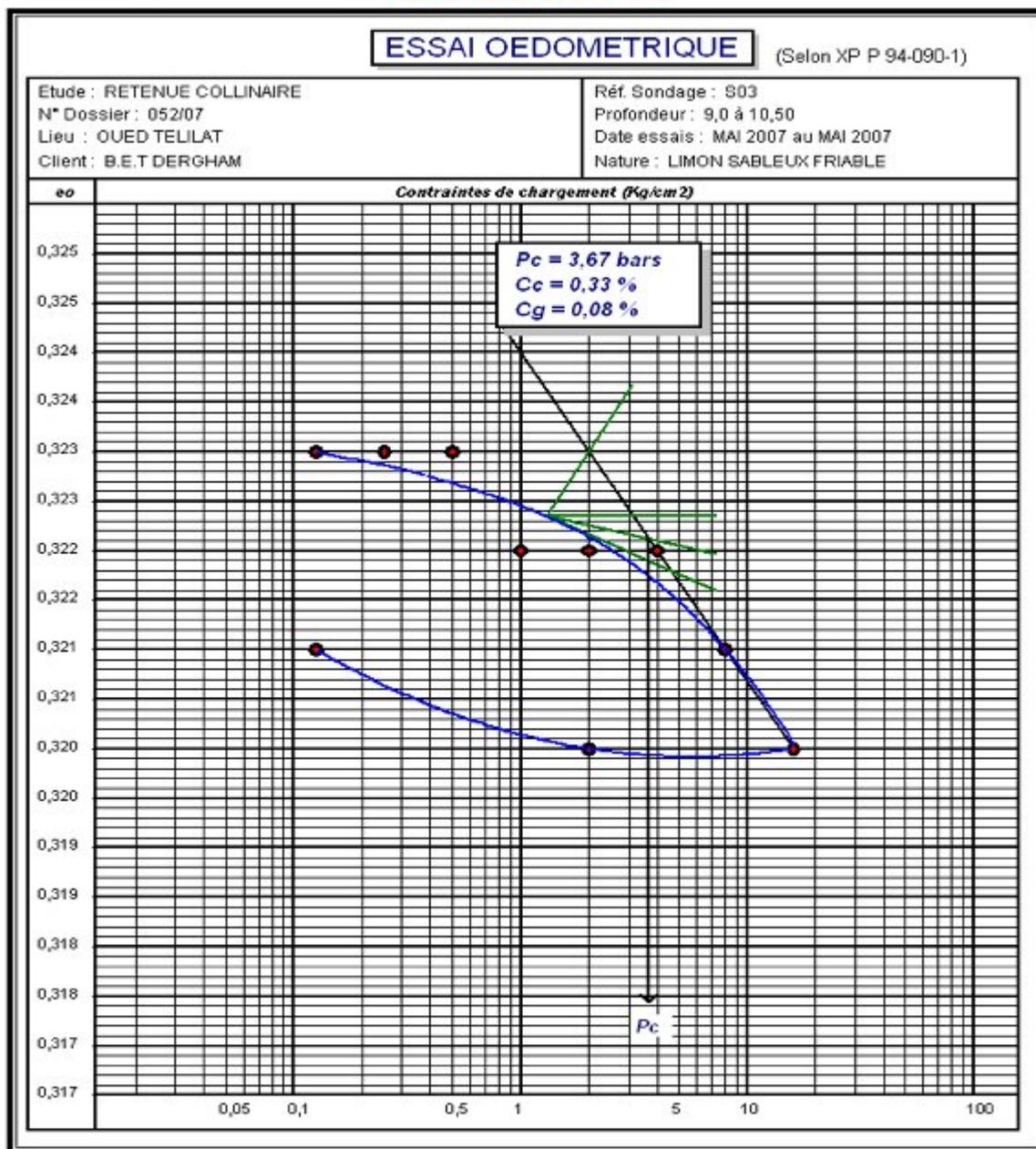
## Annexe A :

### Annexe A.7.3; Essais oedométrique sur la rive droite de profondeur de 9.00 à 10.50m



# AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH



Soils 2007. 76:070.23.00.61/072.29.27.28



# Annexe A :

## Annexe A.8.1 : Essai d'eau LEFRAN sur le lit de l'oued ;



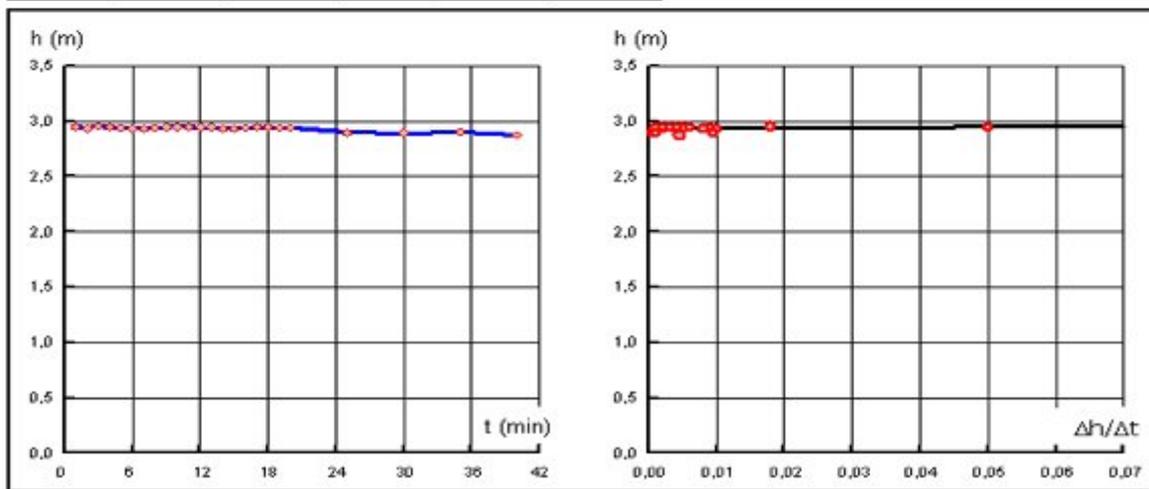
# AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.  
FILIALE SARL SAFESC BTPH

Etude : etude geotechnique			Essai d'eau Lefranc		
Cote du tubage/terrain naturel (HT): 0,05 m			Sondage N° : S2		
Profondeur nappe/Cote du tubage (Hp) :			Lieu : O/TLILAT- BOUFATIS (ORAN)		
Profondeur cavité/Cote du tubage (HL) : 5 m			Date de l'essai : JUIN 2007		
Limite de l'aquifère (H) : m			Coordonnées : X = Y = Z =		
Longueur de la cavité (L) : 2 m					
Diamètre de la cavité (B) : 0,116 m					
t (min)	Q (L/min)	He (m)	t (min)	Q (L/min)	He (m)
1	0,528	0,05	25	0,099	0,102
2	0,106	0,06	30	0,004	0,104
3	0,190	0,042	35	0,011	0,099
4	0,095	0,051	40	0,049	0,122
5	0,042	0,055			
6	0,053	0,06			
7	0,021	0,062			
8	0,053	0,057			
9	0,042	0,053			
10	0,063	0,047			
11	0,011	0,048			
12	0,032	0,051			
13	0,021	0,053			
14	0,085	0,061			
15	0,011	0,06			
16	0,063	0,054			
17	0,021	0,052			
18	0,011	0,053			
19	0,011	0,054			
20	0,011	0,055			

ESSAI A CHARGE VARIABLE

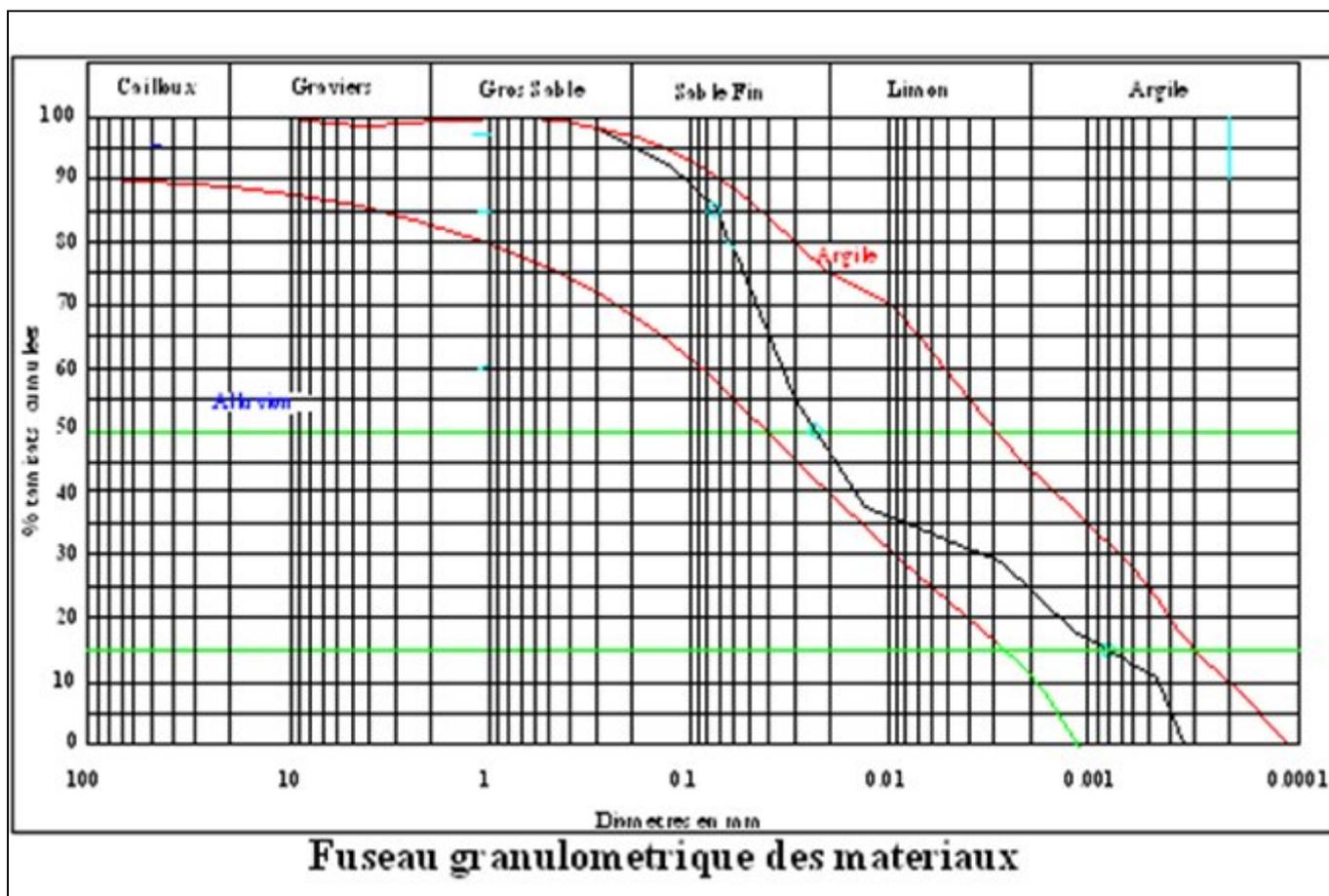
$C = L / B = 17,24$   
 $S = 0,0106 \text{ m}^2$   
 $K = 1,95 \text{ E} \cdot 08 \text{ m/s}$





## Annexe A :

### Annexe A.9; Analyse granulométrique des matériaux de la zone d'emprunte ;



# Annexe B

## Annexe B

### Annexe B.1: Pluies mensuelles et moyennes annuelles de La station TLELAT BARRAGE (Code : 040418).

N°	Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P annuel
1	1972	8	14,5	7,5	16	72	59	52,7	43	27	11,5	11	10	332,2
2	1973	30,5	35	10,5	42,7	1,5	116,8	110,3	82,6	0	0	0	0	429,9
3	1974	10,5	60,8	25,8	55,5	7,9	40,3	166,1	185,5	27,5	0,3	0	2,3	582,5
4	1975	10,9	4,8	116,9	29,2	40,4	128,8	59	82,1	70	4,6	21,2	8,5	576,4
5	1976	31,5	54,1	33,9	72,2	86,2	21,8	18,8	17,8	87,3	4,6	0	0	428,2
6	1977	20	24	21,7	33	0	13,3	52,5	64	27,3	0	0	0	255,8
7	1978	55	103	9,1	44,6	15	108	84,7	42,6	8,1	1	1,5	0	472,6
8	1979	25,8	44,6	0	16,2	4,9	1,2	4,9	15,5	0	0	0	0	113,1
9	1980	11	1	0	0	6,1	60	66	12,9	0	1,5	0	0	158,5
10	1981	1,5	2,9	0	38,2	22,5	46,5	6,8	42,1	91,4	0	0	0	251,9
11	1982	8	6,2	8	78,6	70,5	55,9	2,8	3	0,1	0	0	0	233,1
12	1983	14	15	16,3	37	30	60	20	19	74	0	0	0	285,3
13	1984	3	13	168,5	20,5	30,5	144	93,5	45	44,5	0	0	0	562,5
14	1985	11	12,5	38,3	19,7	29,9	97	86,3	21	0	0	0	0	315,7
15	1986	35,7	0	5	28	11,5	57,5	4,5	4,5	18,5	0	11	0	176,2
16	1987	3,3	18,6	40,2	13,2	39,7	10,8	4,4	17,3	16,2	12	0	0	175,7
17	1988	5,5	5	33,3	3,6	12,4	19,5	54,8	20,4	2,7	0	0	0	157,2
18	1989	9	9	22,2	30,6	128,4	130	11,5	65	8,1	0	5	8	426,8
19	1990	4,5	22,1	47,8	21,5	31,2	28,8	110,3	0,3	10,5	0	0	0	277
20	1991	3,2	18,7	38,9	16,8	35,9	12	32,5	26,7	100,3	25,2	0,7	0	310,9
21	1992	20	6,5	12,5	6,1	2	26,4	26,3	24	10,6	0	0	1,1	135,5
22	1993	10,2	25,4	55,8	10,8	39,7	60	2	42,6	6,2	0	0,5	0	253,2
23	1994	24,5	97,5	4,5	16	13,5	30	94	1,5	0	0	0	5,5	287
24	1995	18,7	17,5	18	120,7	44	83,5	25	88,5	13,5	0	2,5	0	431,9
25	1996	9,1	2,9	3,2	33,9	52,3	80,5	0	63	60	0	0	0	304,9
26	1997	59,6	10,7	30,4	36,8	10,6	16,7	19,2	27,2	38,9	37	0	14	301,1
27	1998	2,8	3,5	20,7	56,6	60,8	29,4	62,7	60	58	50	0	0	404,5
28	1999	6,7	33,2	118,2	96,5	100	121,5	12,8	22,4	44,3	0	0	0	555,6
29	2000	12,5	46,4	73,6	12	44,5	100,5	90,5	15	39,4	20	0	0	454,4
30	2001	9,4	17,6	129,8	43	0	12,7	33,7	86	47,7	40	0	14,9	434,8
31	2002	78	19	119,1	16,5	141,4	122,8	17,5	37,6	17,9	12,9	0	0	582,7
32	2003	45	83,2	68,6	52,9	41,2	27,6	24,5	61,3	97,5	0	0	0	501,8
33	2004	11	50	76,1	76,8	20,7	38,4	44,2	12,3	12	5	3,5	0	350
	Moyen	17,27	24,78	40,38	31,66	33,05	57,08	44,64	40,33	29,46	6,70	1,72	1,95	329,01

Source : A.N.R.H d'oran

## Annexe B

### Annexe B.2: Pluies maximales journalières de la station de TLELAT BARRAGE (Code : 040418).

N°	Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P max
1	1972	3	8	4	5,5	23	20,5	17,5	15	16,5	7,5	6	5,5	23
2	1973	21	11	10,5	22,5	1,5	36	38	27	0	0	0	0	38
3	1974	7,7	18,7	9,3	16,2	3,4	8	68,2	56,5	9,8	0,3	0	2	68,2
4	1975	10	4,8	38	13,2	23,5	26,5	44,2	25,4	25,9	3,1	20,9	8,5	44,2
5	1976	16	9,6	26,2	42	32,8	9,1	12,2	16,3	46,4	3,8	0	0	46,4
6	1977	10	7,5	8,2	12,3	0	6,7	27,5	35	7,6	0	0	0	35
7	1978	25	44,5	5,5	19,6	7,6	21,7	31,4	12,1	4	0,7	1,5	0	44,5
8	1979	19,3	19	0	5,6	3	1,2	2,4	13,5	0	0	0	0	19,3
9	1980	9	1	0	0	3,9	21	35	12	0	1,5	0	0	35
10	1981	1,5	1,5	0	13,5	9,1	26,9	3,8	14,5	35,3	0	0	0	35,3
11	1982	8	2,4	4,5	20,6	24	27	2,5	3	0,1	0	0	0	27
12	1983	4	10	8	14	25	38	10	11	15	0	0	0	38
13	1984	3	6	64	8	10	35	37	24	20	0	0	0	64
14	1985	3,5	9	9,5	4,5	13,5	53	20	11	0	0	0	0	53
15	1986	19,5	0	3	8	8	18	4,5	4,5	15,5	0	6	0	19,5
16	1987	1,8	5	12,9	8	16	6,8	3,5	8	8	10	0	0	16
17	1988	5	5	16,3	3	9,7	7	39,9	7,1	2	0	0	0	39,9
18	1989	9	9	11,5	21	38	40	10,5	18	2	0	5	8	38
19	1990	3,5	9	10,6	6	12	8,5	24	0,3	7,3	0	0	0	24
20	1991	3	9	14,6	10,3	21,8	8	9	15	58,5	8	0,7	0	58,5
21	1992	5,5	3,7	9,5	3,2	2	8,8	21,4	8,2	5,2	0	0	1,1	21,4
22	1993	5,2	13	16	8,2	19,4	12,1	2	18,8	3,2	0	0,5	0	19,4
23	1994	12,5	39,5	4,5	16	8	19,5	30	1,5	0	0	0	5,5	39,5
24	1995	7,7	8,5	12,5	65,5	12	25	24	35	4,5	0	2,5	0	65,5
25	1996	6,6	2,5	3,2	12,2	17	26	0	22,8	22	0	0	0	22,8
26	1997	17,9	10,7	10,3	9,5	5,7	6,3	8,2	10,5	11,5	10	0	6,1	17,9
27	1998	1,6	3,5	9,7	17,8	14	7,5	22,9	25	20	16,5	0	0	22,9
28	1999	6,7	6,8	34,6	25,2	28	65	5,2	6,6	22,3	0	0	0	34,6
29	2000	7,8	15,7	21,2	4,6	11,4	17,3	17	6,5	12,7	11,5	0	0	21,2
30	2001	5,8	11,7	41,3	15,7	0	5,7	14,6	24,9	28	23,5	0	14,9	41,3
31	2002	25	13,5	30,2	16,5	19,8	21,2	12	20,5	8,2	5,7	0	0	30,2
32	2003	10	18,9	13,2	19,6	31,5	14,9	14	19,2	21,5	0	0	0	31,5
33	2004	4,5	13,9	20,6	18,5	11,4	8,6	12,1	7,5	6,5	5	1,5	0	20,6

Source : A.N.R.H d'oran

# Annexe C

## Annexe C

### Annexe C.1: Volume des matériaux (la digue).

Coupes	Surface (m <sup>2</sup> )			Surface moyenne (m <sup>2</sup> )			Longueur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )		
	Terre végétale	Recharge (argile)	Clé D'ancrage	Terre végétale	Recharge (argile)	Clé D'ancrage		Terre végétale	Recharge (argile)	Clé D'ancrage
1-1	0,00	0,00	0,00	3,26	46,56	0,00	25,00	81,50	1163,98	0,00
2-2	6,52	93,12	0,00	9,13	166,78	0,00	25,00	228,25	4169,47	0,00
3-3	11,74	240,44	0,00	15,81	264,06	0,00	25,00	395,13	6601,60	0,00
4-4	19,87	287,69	0,00	23,74	302,11	0,00	25,00	593,50	7552,73	0,00
5-5	27,61	316,53	0,00	24,47	316,02	8,39	25,00	611,63	7900,45	209,63
6-6	21,32	315,51	16,77	16,93	270,20	21,05	25,00	423,25	6755,07	526,13
7-7	12,54	224,90	25,32	9,59	160,01	12,66	25,00	239,63	4000,13	316,50
8-8	6,63	95,11	0,00	3,32	47,56	0,00	21,07	69,85	1001,99	0,00
9-9	0,00	0,00	0,00	<b>total (m<sup>3</sup>)</b>				2642,72	39145,42	1052,25

## Annexe C

### Annexe C.2: Volume des matériaux de protection amont et aval.

Coupe	Surface (m <sup>2</sup> )			Surface moyenne (m <sup>2</sup> )			Longueur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )			
	enrochement Rip-Rap	gravier	Sable	enrochement Rip-Rap	gravier	Sable		enrochement Rip-Rap	gravier	Sable	
1-1	0,00	0,00	0,00	5,39	1,31	1,21	25,00	134,81	32,79	30,18	
2-2	10,78	2,62	2,41								
3-3	17,71	4,63	4,42	14,25	3,63	3,42	25,00	356,20	90,71	85,46	
4-4	19,73	5,39	5,18	18,72	5,01	4,80	25,00	467,98	125,27	119,97	
5-5	20,04	5,49	5,27	19,88	5,44	5,22	25,00	497,07	135,98	130,57	
6-6	19,58	5,32	5,10	19,81	5,40	5,18	25,00	495,17	135,09	129,58	
7-7	16,84	4,32	4,11	18,21	4,82	4,60	25,00	455,24	120,44	115,11	
8-8	11,07	2,84	2,64	13,96	3,58	3,38	25,00	348,93	89,54	84,38	
9-9	0,00	0,00	0,00	5,53	1,42	1,32	21,07	116,62	29,97	27,79	
				<b>total (m<sup>3</sup>)</b>					2872,01	759,80	723,04

## Annexe C

### Annexe C.3: Volume des matériaux (prisme et filtres).

Coupe	Surface (m <sup>2</sup> )			Surface moyenne (m <sup>2</sup> )			Longueur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )		
	enrochement	gravier	Sable	enrochement	gravier	Sable		enrochement	gravier	Sable
1-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	25,00	0,00	0,00	0,00
2-2	0,00	0,00	0,00							
3-3	0,26	0,02	0,04	0,13	0,01	0,02	25,00	3,20	0,22	0,46
4-4	2,09	0,19	0,21	1,17	0,11	0,12	25,00	29,29	2,64	3,10
5-5	6,37	0,68	2,22	4,23	0,44	1,21	25,00	105,71	10,88	30,36
6-6	13,10	5,48	5,02	9,74	3,08	3,62	25,00	243,39	76,98	90,44
7-7	4,52	0,25	0,26	8,81	2,87	2,64	25,00	220,32	71,64	66,02
8-8	0,00	0,00	0,00	2,26	0,13	0,13	25,00	56,55	3,13	3,29
9-9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	21,07	0,00	0,00	0,00
				<b>total (m<sup>3</sup>)</b>				658,46	165,49	193,67

### Annexe C.4: Volume des matériaux de protection de la crête.

Béton	Gravier	Sable	d <sub>i</sub> (m)	Béton	Gravier	Sable
S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )		V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0,85	0,72	0,57	196,07	166,67	141,17	111,76

# Annexe D

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=18,4978m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø
-5	1,84978	0	0	0,812	30	0,500	0,866	0,000	2,49335546	1,24667773	2,15930917	2,13594196	6,62142008	1,14812505
-4	1,84978	0	0	1,7462	24	0,407	0,914	0,000	5,36194249	2,18089849	4,8983782	2,0248363	6,27699252	2,60451389
-3	1,84978	0,3669	0	2,4385	17	0,292	0,956	1,178	7,48774296	2,53347689	8,28662953	1,9342997	5,99632906	4,10906782
-2	1,84978	1,087	0	2,917	12	0,208	0,978	3,489	8,95704171	2,58759095	12,1736583	1,89110519	5,86242608	5,57280683
-1	1,84978	1,8073	0	3,198	6	0,105	0,995	5,800	9,81989009	1,63275356	15,5346124	1,85996911	5,76590423	6,7383946
0	1,84978	2,5275	0	3,2908	0	0,000	1,000	8,112	10,104845	0	18,2165234	1,84978	5,734318	7,54635906
1	1,84978	3,2477	0	3,198	6	0,105	0,995	10,423	9,81989009	2,11596503	20,1320625	1,85996911	5,76590423	7,97027763
2	1,84978	3,9678	0	2,917	12	0,208	0,978	12,734	8,95704171	4,50984851	21,2171691	1,89110519	5,86242608	7,99600824
3	1,84978	4,688	0	2,446	17	0,292	0,956	15,046	7,51077272	6,59482134	21,5706887	1,9342997	5,99632906	7,67432965
4	1,84978	5,4082	0	1,7461	24	0,407	0,914	17,357	5,36163542	9,24046313	20,75442	2,0248363	6,27699252	6,85305349
5	1,84978	6,1284	0	0,8119	30	0,500	0,866	19,668	2,49304839	11,0806705	19,1922844	2,13594196	6,62142008	5,71202686
6	1,84978	6,4388	0	0	37	0,602	0,799	20,664	0	12,4361949	16,503388	2,3161755	7,18014404	4,42206949
7	1,84978	5,5702	0	0	44	0,695	0,719	17,877	0	12,4182849	12,8595105	2,57149681	7,9716401	3,44569546
8	1,84978	4,1782	0	0	53	0,799	0,602	13,409	0	10,7092091	8,06996792	3,0736687	9,52837297	2,16234139
9	1,84978	1,5718	0	0	64	0,899	0,438	5,04448509	0	4,53395317	2,21135672	4,2196664	13,0809658	0,59253125
												Kss	2,13657192	
												Kas	1,3525911	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=18,9272m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-4	1,89272	0	0	0,4487	24	0,407	0,914	0,000	1,40977735	0,57340811	1,28789569	2,07183998	6,42270393	0,68478629	0
-3	1,89272	0,4039	0	1,1548	17	0,292	0,956	1,326	3,62828367	1,44859609	4,73814431	1,9792017	6,13552527	2,18476269	0
-2	1,89272	1,1396	0	1,6427	12	0,208	0,978	3,742	5,1612241	1,8511462	8,70895813	1,93500449	5,99851392	3,66513577	0
-1	1,89272	1,8753	0	1,9294	6	0,105	0,995	6,158	6,06201119	1,27736407	12,1533073	1,90314563	5,89975146	4,84662736	0
0	1,89272	2,6112	0	2,024	0	0,000	1,000	8,575	6,35923636	0	14,9340756	1,89272	5,867432	5,67888721	0
1	1,89272	3,3469	0	1,9294	6	0,105	0,995	10,991	6,06201119	1,78250225	16,959376	1,90314563	5,89975146	6,13440959	0
2	1,89272	4,0827	0	1,6427	12	0,208	0,978	13,407	5,1612241	3,86056184	18,1625155	1,93500449	5,99851392	6,19820883	0
3	1,89272	4,8184	0	1,1548	17	0,292	0,956	15,823	3,62828367	5,68700361	18,6013506	1,9792017	6,13552527	5,89939764	0
4	1,89272	5,5542	0	0,4487	24	0,407	0,914	18,239	1,40977735	7,99198606	17,9502946	2,07183998	6,42270393	5,14946261	0
5	1,89272	5,786	0	0	30	0,500	0,866	19,000	0	9,5002336	16,4548873	2,1855248	6,77512689	4,40907376	0
6	1,89272	5,2765	0	0	37	0,602	0,799	17,327	0	10,427851	13,8382257	2,3699422	7,34682083	3,7079414	0
7	1,89272	4,3936	0	0	44	0,695	0,719	14,428	0	10,0225363	10,3786402	2,63119043	8,15669034	2,78094826	0
8	1,89272	2,9793	0	0	53	0,799	0,602	9,784	0	7,81355554	5,88793642	3,14501953	9,74956054	1,57766781	0
													Kss	2,24507129	
													Kas	1,37155302	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=19,3869m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-3	1,93869	0,753	0	0,724	17	0,292	0,956	2,533	2,32999519	1,42174701	4,65032492	2,02727215	6,28454367	1,83375754	0
-2	1,93869	1,5082	0	1,2259	12	0,208	0,978	5,073	3,94522252	1,87499856	8,8211747	1,98200149	6,14420461	3,38148002	0
-1	1,93869	2,2634	0	1,5209	6	0,105	0,995	7,613	4,89459901	1,30742453	12,4393135	1,94936885	6,04304342	4,61703237	0
0	1,93869	3,0187	0	1,6182	0	0,000	1,000	10,154	5,20773234	0	15,3615136	1,93869	6,009939	5,4896979	0
1	1,93869	3,7739	0	1,5209	6	0,105	0,995	12,694	4,89459901	1,83850844	17,4922394	1,94936885	6,04304342	5,97095978	0
2	1,93869	4,5291	0	1,2259	12	0,208	0,978	15,234	3,94522252	3,98762694	18,7603098	1,98200149	6,14420461	6,04466324	0
3	1,93869	5,2843	0	0,724	17	0,292	0,956	17,774	2,32999519	5,87796066	19,225943	2,02727215	6,28454367	5,73928264	0
4	1,93869	6,0395	0	0	24	0,407	0,914	20,315	0	8,26270285	18,5583345	2,12216041	6,57869726	4,97269073	0
5	1,93869	5,8118	0	0	31	0,515	0,857	19,549	0	10,0683394	16,7565306	2,2617405	7,01139555	4,48989885	0
6	1,93869	5,2848	0	0	37	0,602	0,799	17,776	0	10,6979221	14,1966221	2,42750288	7,52525893	3,80397343	0
7	1,93869	4,3725	0	0	44	0,695	0,719	14,707	0	10,21666	10,5796611	2,69509625	8,35479838	2,83481166	0
8	1,93869	2,5694	0	0	53	0,799	0,602	8,643	0	6,90221027	5,2011885	3,22140513	9,98635589	1,39365426	0
													Kss	2,12920642	
													Kas	1,31594758	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=17,7145m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-4	1,77145	0	0	0,9502	24	0,407	0,914	0,000	2,79416477	1,1364892	2,55259653	1,93909344	6,01118965	1,35723965	0
-3	1,77145	0,693	0	1,612	17	0,292	0,956	2,130	4,74025848	2,00864339	6,56997648	1,85239066	5,74241105	2,9560798	0
-2	1,77145	1,3821	0	2,0622	12	0,208	0,978	4,248	6,06411976	2,14397637	10,0866158	1,81102525	5,61417826	4,26722189	0
-1	1,77145	2,0712	0	2,3379	6	0,105	0,995	6,366	6,87484511	1,38402034	13,1680739	1,78120764	5,52174369	5,33175206	0
0	1,77145	2,7601	0	2,4265	0	0,000	1,000	8,483	7,13538289	0	15,6184557	1,77145	5,491495	6,06698289	0
1	1,77145	3,4493	0	2,3379	6	0,105	0,995	10,601	6,87484511	1,82675516	17,3804143	1,78120764	5,52174369	6,46044527	0
2	1,77145	4,1383	0	2,0692	12	0,208	0,978	12,719	6,084704	3,90949395	18,3927229	1,81102525	5,61417826	6,49814726	0
3	1,77145	4,8273	0	1,612	17	0,292	0,956	14,837	4,74025848	5,7237023	18,7213867	1,85239066	5,74241105	6,21204035	0
4	1,77145	5,5164	0	0,9502	24	0,407	0,914	16,954	2,79416477	8,03249197	18,0412724	1,93909344	6,01118965	5,50741783	0
5	1,77145	6,2054	0	0,0574	30	0,500	0,866	19,072	0,16879084	9,6204376	16,6630867	2,04549427	6,34103223	4,50341635	0
6	1,77145	5,7846	0	0	37	0,602	0,799	17,779	0	10,6995309	14,198757	2,21809571	6,87609671	3,80454548	0
7	1,77145	4,9561	0	0	44	0,695	0,719	15,232	0	10,5813167	10,9572742	2,46260529	7,63407641	2,93599276	0
8	1,77145	3,6287	0	0	53	0,799	0,602	11,153	0	8,90693041	6,71185348	2,94351243	9,12488853	1,79843572	0
9	1,4069	1,1805	0	0	64	0,89879405	0,43837115	2,882	0	2,58993513	1,26319577	3,20938093	9,94908089	0,33847229	0
													Kss	2,17657235	
													Kas	1,30622637	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=19,2948m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-3	1,6207	0,2573	0	0,2197	17	0,292	0,956	0,724	0,59107253	0,38434545	1,25713732	1,69475263	5,25373315	0,48593821	0
-2	1,92948	1,0047	0	0,7136	11	0,191	0,982	3,363	2,2856157	1,07787953	5,54520945	1,96559349	6,09333981	2,0776128	0
-1	1,92948	1,7522	0	1,0039	6	0,105	0,995	5,866	3,21542825	0,94924145	9,03142909	1,94010812	6,01433516	3,26342026	0
0	1,92948	2,4995	0	1,0996	0	0,000	1,000	8,367	3,52194931	0	11,889395	1,92948	5,981388	4,11470398	0
1	1,92948	3,247	0	1,0038	6	0,105	0,995	10,870	3,21510796	1,47227508	14,0077617	1,94010812	6,01433516	4,59674055	0
2	1,92948	3,9944	0	0,7136	11	0,191	0,982	13,372	2,2856157	2,98758423	15,3697884	1,96559349	6,09333981	4,71010081	0
3	1,92948	4,7419	0	0,2197	17	0,292	0,956	15,874	0,70368521	4,84690781	15,8535211	2,01764133	6,25468812	4,42543233	0
4	1,92948	4,9945	0	0	23	0,391	0,921	16,720	0	6,53295685	15,3906818	2,09611062	6,49794293	4,12392077	0
5	1,92948	4,7785	0	0	30	0,500	0,866	15,997	0	7,99836751	13,8535789	2,22797159	6,90671194	3,71205528	0
6	1,92948	4,2672	0	0	37	0,602	0,799	14,285	0	8,59697737	11,4085743	2,41597071	7,4895092	3,05691827	0
7	1,92948	3,3803	0	0	44	0,695	0,719	11,316	0	7,86079153	8,14008792	2,68229285	8,31510782	2,18112999	0
8	1,92948	1,9611	0	0	53	0,799	0,602	6,565	0	5,24309971	3,95095902	3,20610142	9,9389144	1,05865628	0
													Kss	2,47463857	
													Kas	1,49497518	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=21,5049m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-4	2,15049	0	0	0,8762	24	0,407	0,914	0,000	3,1278705	1,27221955	2,85745189	2,35400437	7,29741355	1,51933412	0
-3	2,15049	0	0	1,6806	17	0,292	0,956	0,000	5,9994284	1,75406311	5,73728191	2,24874967	6,97112396	3,0505669	0
-2	2,15049	0,4088	0	2,2364	12	0,208	0,978	0,000	7,98353069	1,65986936	7,80907139	2,19853323	6,815453	4,15215691	0
-1	2,15049	1,2688	0	2,563	6	0,105	0,995	1,525	9,14943174	1,11581056	10,6162283	2,1623355	6,70324005	5,24464604	0
0	2,15049	2,1288	0	2,6707	0	0,000	1,000	4,734	9,53390065	0	14,2679205	2,15049	6,666519	6,3377417	0
1	2,15049	2,9888	0	2,563	6	0,105	0,995	7,943	9,14943174	1,78662116	16,9985649	2,1623355	6,70324005	6,95478797	0
2	2,15049	3,8488	0	2,2364	12	0,208	0,978	11,152	7,98353069	3,97839911	18,7168962	2,19853323	6,815453	7,07489976	0
3	2,15049	4,7088	0	1,6806	17	0,292	0,956	14,360	5,9994284	5,9525963	19,4700652	2,24874967	6,97112396	6,73025509	0
4	2,15049	5,5688	0	0,8762	24	0,407	0,914	17,569	3,1278705	8,41817741	18,907536	2,35400437	7,29741355	5,81994121	0
5	2,15049	6,2198	0	0	30	0,500	0,866	20,778	0	10,3888753	17,9940598	2,48317196	7,69783308	4,82149379	0
6	2,15049	5,6607	0	0	37	0,602	0,799	23,207	0	13,9661387	18,5336921	2,69270521	8,34738616	4,96608782	0
7	2,15049	4,6756	0	0	44	0,695	0,719	21,121	0	14,6716284	15,192916	2,9895329	9,26755199	4,07092956	0
8	2,15049	2,794	0	0	53	0,799	0,602	17,445	0	13,9323018	10,4987424	3,57334051	11,0773556	2,81312956	0
													Kss	2,05568897	
													Kas	1,31147213	

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=19,1998m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-3	1,91998	0,0451	0	0,429	17	0,292	0,956	0,150	1,36729456	0,44368287	1,45122126	2,00770726	6,2238925	0,73373334	0
-2	1,91998	0,8131	0	0,9255	12	0,208	0,978	2,709	2,94972287	1,17642534	5,53464609	1,9628735	6,08490784	2,24402197	0
-1	1,91998	1,5811	0	1,2171	6	0,105	0,995	5,267	3,87910071	0,95601797	9,09590339	1,93055579	5,98472294	3,45478756	0
0	1,91998	2,3489	0	1,3134	0	0,000	1,000	7,825	4,18602488	0	12,010599	1,91998	5,951938	4,32233724	0
1	1,91998	3,1171	0	1,2171	6	0,105	0,995	10,384	3,87910071	1,49085561	14,1845436	1,93055579	5,98472294	4,81828461	0
2	1,91998	3,8851	0	0,9255	12	0,208	0,978	12,942	2,94972287	3,30405632	15,5443629	1,9628735	6,08490784	4,92611749	0
3	1,91998	4,6531	0	0,429	17	0,292	0,956	15,500	1,36729456	4,93159137	16,1305085	2,00770726	6,2238925	4,66703652	0
4	1,91998	5,1315	0	0	24	0,407	0,914	17,094	0	6,95270523	15,6160316	2,10167976	6,51520726	4,18430306	0
5	1,91998	4,9388	0	0	30	0,500	0,866	16,452	0	8,22597959	14,2478146	2,21700194	6,87270601	3,81769041	0
6	1,91998	4,4304	0	0	37	0,602	0,799	14,758	0	8,88182368	11,7865781	2,40407542	7,4526338	3,15820409	0
7	1,91998	3,5499	0	0	44	0,695	0,719	11,825	0	8,2145462	8,5064116	2,66908629	8,2741675	2,27928612	0
8	1,91998	2,1263	0	0	53	0,799	0,602	7,083	0	5,65678066	4,26268998	3,19031584	9,8899791	1,14218434	0
													Kss	2,41451094	
													Kas	1,47924513	

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=18,4978m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-5	1,84978	0	0	0,4487	30	0,500	0,866	0,000	1,37779383	0,68889692	1,19320446	2,13594196	6,62142008	0,63443807	0,95839716
-4	1,84978	0	0	0,4487	24	0,407	0,914	0,000	1,37779383	0,56039924	1,2586773	2,0248363	6,27699252	0,66925059	0,90854405
-3	1,84978	0,3669	0	1,1548	17	0,292	0,956	1,178	3,54596907	1,38101374	4,51709241	1,9342997	5,99632906	2,10476938	2,23372929
-2	1,84978	1,087	0	1,6428	12	0,208	0,978	3,489	5,04443885	1,77411507	8,34655518	1,89110519	5,86242608	3,53790001	3,1067076
-1	1,84978	1,8073	0	1,9294	6	0,105	0,995	5,800	5,92448278	1,22557262	11,6605446	1,85996911	5,76590423	4,67851618	3,58862439
0	1,84978	2,5275	0	2,024	0	0,000	1,000	8,112	6,21496484	0	14,3266432	1,84978	5,734318	5,47807309	3,74395472
1	1,84978	2,754	0	1,9294	6	0,105	0,995	8,839	5,92448278	1,54316239	14,6822094	1,85996911	5,76590423	5,48816882	3,58862439
2	1,84978	3,9678	0	1,6427	12	0,208	0,978	12,734	5,04413179	3,69630879	17,3897656	1,89110519	5,86242608	5,96094172	3,10651849
3	1,84978	4,688	0	1,1548	17	0,292	0,956	15,046	3,54596907	5,43562494	17,7791281	1,9342997	5,99632906	5,65832112	2,23372929
4	1,84978	5,4082	0	0,4487	24	0,407	0,914	17,357	1,37779383	7,62008877	17,1149996	2,0248363	6,27699252	4,91793935	0,90854405
5	1,84978	5,8465	0,2879	0	30	0,500	0,866	19,823	0	9,91167479	17,1675243	2,13594196	6,62142008	4,60002428	0,61493769
6	1,84978	4,8994	0,3956	0	37	0,602	0,799	17,180	0	10,3393068	13,7207236	2,3161755	7,18014404	3,6764568	0,91627903
7	1,84978	4,8258	0	0	44	0,695	0,719	15,488	0	10,7587088	11,1409691	2,57149681	7,9716401	2,98521366	0
8	1,84978	3,1782	0	0	53	0,799	0,602	10,200	0	8,14609365	6,13852186	3,0736687	9,52837297	1,64481198	0
9	1,84978	1,5718	0	0	64	0,899	0,438	5,044	0	4,53395317	2,21135672	4,2196664	13,0809658	0,59253125	0
													Kss	2,22179892	
													Kas	1,40976422	

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=18,9272m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-4	1,89272	0	0	0,4487	24	0,407	0,914	0,000	1,40977735	0,57340811	1,28789569	2,07183998	6,42270393	0,68478629	0,9296346
-3	1,89272	0,4039	0	1,1548	17	0,292	0,956	1,326	3,62828367	1,44859609	4,73814431	1,9792017	6,13552527	2,18476269	2,28558212
-2	1,89272	1,1396	0	1,6428	12	0,208	0,978	3,742	5,16153829	1,85121152	8,70926546	1,93500449	5,99851392	3,66529918	3,17882538
-1	1,89272	1,8753	0	1,9294	6	0,105	0,995	6,158	6,06201119	1,27736407	12,1533073	1,90314563	5,89975146	4,84662736	3,67192918
0	1,89272	2,6112	0	2,024	0	0,000	1,000	8,575	6,35923636	0	14,9340756	1,89272	5,867432	5,67888721	3,83086528
1	1,89272	3,3469	0	1,9294	6	0,105	0,995	10,991	6,06201119	1,78250225	16,959376	1,90314563	5,89975146	6,13440959	3,67192918
2	1,89272	4,0827	0	1,6427	12	0,208	0,978	13,407	5,1612241	3,86056184	18,1625155	1,93500449	5,99851392	6,19820883	3,17863188
3	1,89272	4,8484	0	1,1548	17	0,292	0,956	15,922	3,62828367	5,71580692	18,695562	1,9792017	6,13552527	5,9246415	2,28558212
4	1,89272	5,5542	0	0,4487	24	0,407	0,914	18,239	1,40977735	7,99198606	17,9502946	2,07183998	6,42270393	5,14946261	0,9296346
5	1,89272	5,4982	0,2879	0	30	0,500	0,866	19,140	0	9,56987434	16,5755086	2,1855248	6,77512689	4,44139414	0,62921259
6	1,89272	4,8809	0,3956	0	37	0,602	0,799	17,518	0	10,5427579	13,9907122	2,3699422	7,34682083	3,74880004	0,93754914
7	1,89272	3,3936	0	0	44	0,695	0,719	11,144	0	7,7413691	8,01642238	2,63119043	8,15669034	2,1479939	0
8	1,89272	1,9793	0	0	53	0,799	0,602	6,500	0	5,19094099	3,9116546	3,14501953	9,74956054	1,04812469	0
													Kss	2,29069916	
													Kas	1,38313887	

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=19,3869m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-3	1,93869	0,753	0	0,724	17	0,292	0,956	2,533	2,32999519	1,42174701	4,65032492	2,02727215	6,28454367	1,83375754	1,46774504
-2	1,93869	1,5082	0	1,2259	12	0,208	0,978	5,073	3,94522252	1,87499856	8,8211747	1,98200149	6,14420461	3,38148002	2,42973562
-1	1,93869	2,2634	0	1,5209	6	0,105	0,995	7,613	4,89459901	1,30742453	12,4393135	1,94936885	6,04304342	4,61703237	2,96479508
0	1,93869	3,0187	0	1,6182	0	0,000	1,000	10,154	5,20773234	0	15,3615136	1,93869	6,009939	5,4896979	3,13718816
1	1,93869	3,7739	0	1,5209	6	0,105	0,995	12,694	4,89459901	1,83850844	17,4922394	1,94936885	6,04304342	5,97095978	2,96479508
2	1,93869	4,5291	0	1,2259	12	0,208	0,978	15,234	3,94522252	3,98762694	18,7603098	1,98200149	6,14420461	6,04466324	2,42973562
3	1,93869	5,2843	0	0,724	17	0,292	0,956	17,774	2,32999519	5,87796066	19,225943	2,02727215	6,28454367	5,73928264	1,46774504
4	1,93869	5,8711	0,1658	0	24	0,407	0,914	20,388	0	8,29248429	18,6252247	2,12216041	6,57869726	4,99061391	0,3518542
5	1,93869	4,8199	0,9918	0	30	0,500	0,866	20,039	0	10,019352	17,3540268	2,23860639	6,9396798	4,64999746	2,22024981
6	1,93869	4,7437	0,5273	0	37	0,602	0,799	17,990	0	10,8268676	14,3677386	2,42750288	7,52525893	3,84982396	1,28002227
7	1,93869	3,3725	0	0	44	0,695	0,719	11,344	0	7,88008824	8,16007025	2,69509625	8,35479838	2,18648423	0
8	1,93869	1,5694	0	0	53	0,799	0,602	5,279	0	4,21589819	3,17690715	3,22140513	9,98635589	0,85124971	0
													Kss	2,19649979	
													Kas	1,35362421	

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=17,7145m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-4	1,77145	0	0	0,9502	24	0,407	0,914	0,000	2,79416477	1,1364892	2,55259653	1,93909344	6,01118965	1,35723965	1,84252658
-3	1,77145	0,693	0	1,612	17	0,292	0,956	2,130	4,74025848	2,00864339	6,56997648	1,85239066	5,74241105	2,9560798	2,98605375
-2	1,77145	1,3821	0	2,0692	12	0,208	0,978	4,248	6,084704	2,14825607	10,1067502	1,81102525	5,61417826	4,27792756	3,74737344
-1	1,77145	2,0712	0	2,3379	6	0,105	0,995	6,366	6,87484511	1,38402034	13,1680739	1,78120764	5,52174369	5,33175206	4,16428535
0	1,77145	2,7601	0	2,4265	0	0,000	1,000	8,483	7,13538289	0	15,6184557	1,77145	5,491495	6,06698289	4,29842343
1	1,77145	3,4493	0	2,3379	6	0,105	0,995	10,601	6,87484511	1,82675516	17,3804143	1,78120764	5,52174369	6,46044527	4,16428535
2	1,77145	4,1383	0	2,0692	12	0,208	0,978	12,719	6,084704	3,90949395	18,3927229	1,81102525	5,61417826	6,49814726	3,74737344
3	1,77145	4,8273	0	1,612	17	0,292	0,956	14,837	4,74025848	5,7237023	18,7213867	1,85239066	5,74241105	6,21204035	2,98605375
4	1,77145	5,5164	0	0,9502	24	0,407	0,914	16,954	2,79416477	8,03249197	18,0412724	1,93909344	6,01118965	5,50741783	1,84252658
5	1,77145	5,1665	0,7389	0	30	0,500	0,866	18,484	0	9,24191018	16,007458	2,04549427	6,34103223	4,28918544	1,51141572
6	1,77145	4,7725	1,0121	0	37	0,602	0,799	18,236	0	10,974672	14,5638817	2,21809571	6,87609671	3,90238033	2,24493467
7	1,77145	3,7292	0,2269	0	44	0,695	0,719	12,261	0	8,51750711	8,82013681	2,46260529	7,63407641	2,36334854	0,55876514
8	1,77145	2,6287	0	0	53	0,799	0,602	8,079	0	6,45235152	4,86219562	2,94351243	9,12488853	1,30282139	0
9	1,77145	1,1805	0	0	64	0,899	0,438	3,628	0	3,26102821	1,59050973	4,0409822	12,5270448	0,4261758	0
													Kss	2,19121059	
													Kas	1,36391112	

Stabilité pour le cas de la vidange rapide talus amont (R=21,5049m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	$\alpha$	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tangø	Pi
-4	2,15049	0	0	0,8762	24	0,407	0,914	0,000	3,1278705	1,27221955	2,85745189	2,35400437	7,29741355	1,51933412	0
-3	2,15049	0	0	1,6806	17	0,292	0,956	0,000	5,9994284	1,75406311	5,73728191	2,24874967	6,97112396	3,0505669	0
-2	2,15049	0	0,4088	2,2364	12	0,208	0,978	1,749	7,98353069	2,02360035	9,52029114	2,19853323	6,815453	4,61067686	0
-1	2,15049	0	1,2688	2,563	6	0,105	0,995	5,430	9,14943174	1,52394448	14,4993632	2,1623355	6,70324005	6,2851289	0
0	2,15049	0	2,1288	2,6707	0	0,000	1,000	9,110	9,53390065	0	18,6440472	2,15049	6,666519	7,51032132	0
1	2,15049	0	2,9888	2,563	6	0,105	0,995	12,790	9,14943174	2,29334685	21,8197377	2,1623355	6,70324005	8,24661733	0
2	2,15049	0	3,8488	2,2364	12	0,208	0,978	16,471	7,98353069	5,08435034	23,9199877	2,19853323	6,815453	8,46906392	0
3	2,15049	0	4,7088	1,6806	17	0,292	0,956	20,151	5,9994284	7,64570157	25,007963	2,24874967	6,97112396	8,21413034	0
4	2,15049	0	5,5688	0,8762	24	0,407	0,914	23,832	3,1278705	10,9653805	24,6286479	2,35400437	7,29741355	7,3529085	0
5	2,15049	0,7432	5,4766	0	30	0,500	0,866	26,210	0	13,1049635	22,6984626	2,48317196	7,69783308	6,08203472	0
6	2,15049	2,0332	3,6275	0	37	0,602	0,799	23,110	0	13,9078662	18,4563618	2,69270521	8,34738616	4,94536724	0
7	2,15049	3,3232	1,3523	0	44	0,695	0,719	18,186	0	12,6332837	13,0821483	2,9895329	9,26755199	3,50535106	0
8	2,15049	2,794	0	0	53	0,799	0,602	10,425	0	8,32553067	6,27373735	3,57334051	11,0773556	1,68104286	0
													Kss	2,11219015	
													Kas	1,2942223	

# Annexe E

## Annexe E

### Annexe E.1: volume des travaux de l'évacuateur des crues.

N° de la coupe	Surface (m <sup>2</sup> )					Surface moyenne (m <sup>2</sup> )					di (m)	Volume des matériaux (m <sup>3</sup> )				
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement
1-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,10	0,00	0,00	0,00	1,06	2,38	14,52	0,00	0,00	0,00	2,52
2-2	12,20	0,00	0,00	0,00	2,12	13,84	5,26	1,56	0,21	1,06	4,00	55,34	21,04	6,24	0,84	4,24
3-3	15,47	10,52	3,12	0,42	0,00	17,88	10,56	3,12	0,42	0,00	4,00	71,52	42,24	12,48	1,68	0,00
4-4	20,29	10,60	3,12	0,42	0,00	20,16	9,15	2,99	0,42	0,00	4,00	80,62	36,60	11,96	1,68	0,00
5-5	20,02	7,70	2,86	0,42	0,00	18,28	5,89	2,64	0,42	0,00	4,00	73,12	23,56	10,56	1,68	0,00
6-6	16,54	4,08	2,42	0,42	0,00	12,53	4,48	2,42	0,42	0,00	4,00	50,10	17,90	9,68	1,68	0,00
7-7	8,51	4,87	2,42	0,42	0,00	4,94	6,37	2,31	0,39	0,00	4,00	19,76	25,46	9,22	1,56	0,00
8-8	1,37	7,86	2,19	0,36	0,00	0,69	12,37	2,04	0,33	0,00	4,00	2,74	49,48	8,16	1,30	0,00
9-9	0,00	16,88	1,89	0,29	0,00	0,00	18,29	1,75	0,26	0,00	3,80	0,00	69,48	6,63	0,97	0,00
10-10	0,00	19,69	1,60	0,22	0,00	0,00	17,71	1,58	0,22	0,00	7,00	0,00	123,97	11,06	1,54	0,00
11-11	0,00	15,73	1,56	0,22	0,00	0,00	13,51	1,55	0,22	0,00	7,00	0,00	94,54	10,82	1,54	0,00
12-12	0,00	11,28	1,53	0,22	0,00	0,00	9,05	1,52	0,22	0,00	7,00	0,00	63,35	10,61	1,54	0,00
13-13	0,00	6,82	1,50	0,22	0,00	0,18	5,13	1,48	0,22	0,00	7,00	1,26	35,91	10,36	1,54	0,00
14-14	0,36	3,44	1,46	0,22	0,00	1,26	2,68	1,44	0,22	0,00	7,00	8,82	18,73	10,08	1,54	0,00
15-15	2,16	1,91	1,42	0,22	0,00	3,08	1,44	1,41	0,22	0,00	7,00	21,53	10,05	9,84	1,54	0,00
16-16	3,99	0,96	1,39	0,22	0,00	4,42	4,98	1,82	0,22	0,00	7,00	30,91	34,83	12,71	1,54	0,00
17-17	4,84	8,99	2,24	0,22	0,00	3,90	10,89	2,54	0,30	0,00	4,62	18,02	50,31	11,73	1,36	0,00
18-18	2,96	12,79	2,84	0,37	0,00	3,24	8,55	1,42	0,19	1,88	1,51	4,88	12,90	2,14	0,28	2,83
19-19	3,51	4,30	0,00	0,00	3,75	1,76	2,15	0,00	0,00	1,88	1,00	1,76	2,15	0,00	0,00	1,88



