

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME :**

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE  
COLLINAIRE SUR OUED ARIOUIA COMMUNE DE  
KEF LAKHDAR (W.MEDEA)**

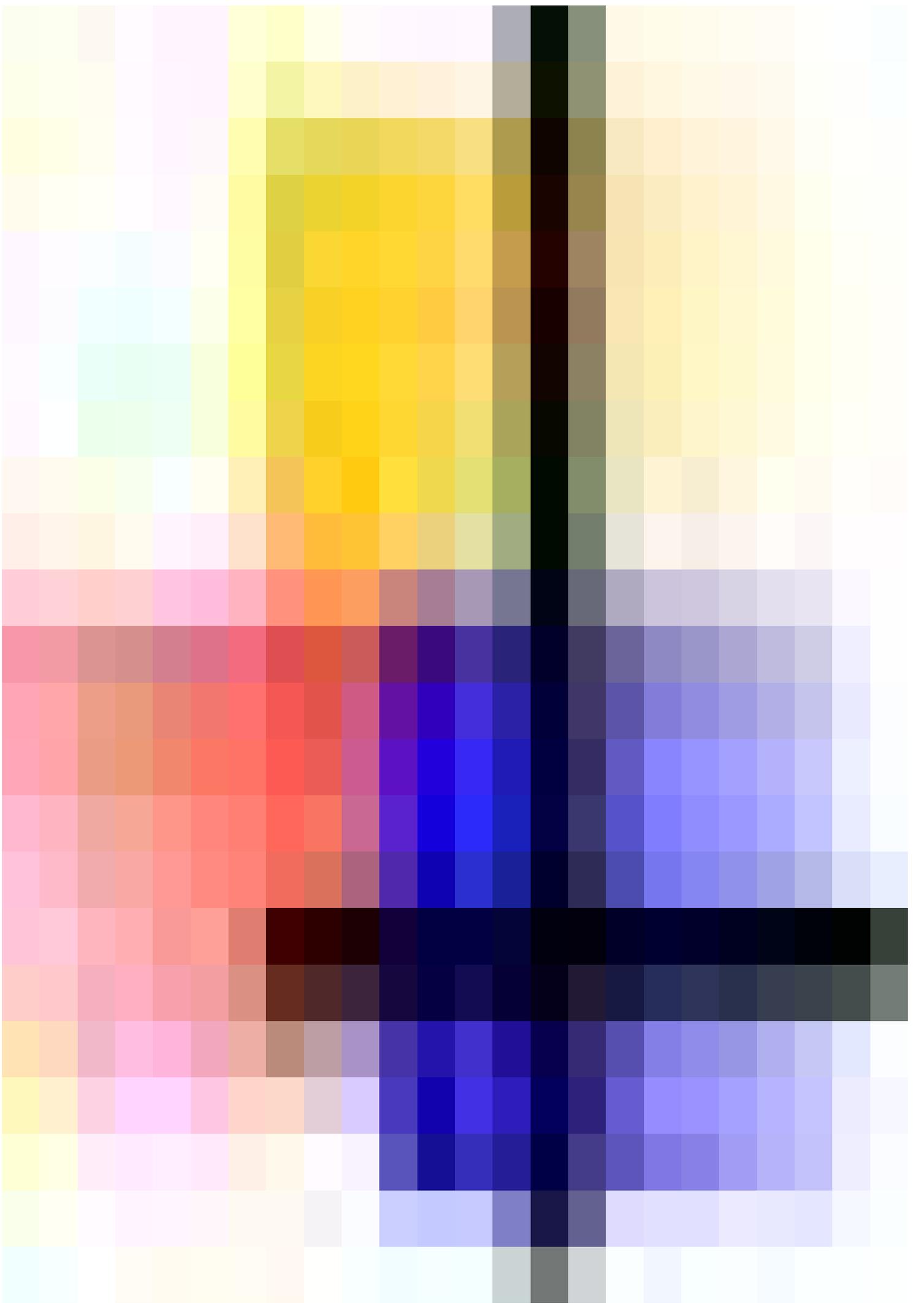
**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> REZAGUI Youcef**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY :**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B.BENLAOUKLI</b>	<b>MC.B</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> A.ZEROUAL</b>	<b>MA.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> N.SAIL</b>	<b>MA.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> S.BERBACHE</b>	<b>MA.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> S.BENSAAD</b>	<b>MA.B</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> N.HADJ SADOK</b>	<b>MA.B</b>	<b>Promoteur</b>

**Mars 2014**



# *Remerciements :*

*A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Mon promotrice Madame HADJ SADOK.N pour sa contribution à l'élaboration de cette mémoire.*

*Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.*

*L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et particulièrement Les enseignants de L'ENSH.*

**REZAGUI Youcef.**

## ملخص:

في إطار التنمية الفلاحية في الجزائر و بغرض الاستفادة من الموارد المائية و ضمان تسييرها الجيد، أعطت الدولة الجزائرية أولوية كبيرة لبناء السدود. تعتبر ولاية المدية منطقة زراعية هامة، و من اجل تغطية حاجياتها للمياه على مستوى بلدية كاف لخضر، قمنا بدراسة انجاز حاجز مائي لوادي عربيوية محققين بذلك احتياجات فلاحي المنطقة. بعد الدراسة المعمقة و الشاملة لمختلف الجوانب، سواء الجيولوجية، الهيدرولوجية ، أو الطبوغرافية، قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته. أما فيما يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بشرح معمق يضم مختلف أطواره.

## Résumé:

Dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne et afin d'exploiter des ressources en eaux et assurer une bonne gestion, l'état Algerien a donné une grande priorité pour la constuction des barrages.

La Willaya de Médéa, est une zone agricole importante. Pour couvrir les besoins de la commune du KAF LAKHDAR, nous avons étudié la réalisation d'une retenue collinaire sur l'oued de ARIOUIA, afin d'atteindre les exigences des paysans de cette zone agricole.

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis nous avons implanté la digue et vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

## Abstract :

Within the framework of agricultural development in Algeria and for the purpose of good use of water resources and to ensure good management, the Algerian governement gave a greate priority to the building of dams. Willaya of Media, is a very important agricultural area. In order to fulfil the water needs of KEF LAKHDAR town, we have studied the completion of a small dam in ARIOUIA valley so we can reach the requirements of the peasants of this agricultural area. After a precise and complete study of the various stages "geology, hydrology, and topography), we have chosen an alternative solution, by establishing the dam and checking its stability. Concerning the achievement of this study ,we tried to give an explanation Of all calculating stages.

# Sommaire

## INTRODUCTION GENERALE.....

### Chapitre I: Etude topographique

Introduction .....	1
I.1. Choix du Site de la retenue collinaire.....	1
I.2. Situation géographique .....	2
I.3. Zone de l'implantation de la retenue collinaire .....	2
I.4. Caractéristiques du Site de la retenue collinaire .....	3
I.5. Géomorphologie : .....	3
Conclusion.....	4

### Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Introduction .....	5
II.1. Géologie.....	5
II.1.1. Lithostratigraphie .....	5
II.1.2. Géologie de la zone d'étude : .....	7
II.1.3. Tectonique et paléogéographie .....	7
II.1.4. Aquifère .....	8
II.1.5. Contexte hydrogéologique .....	8
II.1.6. Séismicité .....	8
II.1.7. Zone d'emprunt proche du site.....	8
Conclusion.....	8
II.2. Géotechnique .....	11
Introduction .....	11
II.2.1. But de l'étude.....	11
II.2.2. Programme de reconnaissance : .....	11
➤ Essais géotechniques : .....	13
1. Essais physiques : .....	13
a. Analyse granulométrique :	13 b.
Teneur en eau naturelle,	

densité humide et densité sèche :.....	13	c.	Limite d'ATTERBERG
: .....	14		
2. Essais mécaniques : .....			
15	a.	Oedomètre	:
.....		15	b.
Cisaillement :.....	15	c.	
Essai du proctor normal : .....	16	d.	
Essai de perméabilité :.....	16		

➤ Essais chimiques : .....	17
Conclusion, et recommandations.....	17

### **Chapitre III: Etude Hydrologique**

Introduction .....	18
III.1. Caractéristiques du bassin versant .....	18
III.1.1. Paramètres géométriques.....	18
III.1.2. Paramètres morphologiques et hydrologiques .....	18
III.1.2.1. Indice de compacité de GRAVELIUS .....	18
III.1.2.2. Rectangle équivalent .....	19
III.1.3. Paramètres de relief .....	20
III.1.3.1. Répartition de la surface et la courbe hypsométrique .....	20
III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques .....	
21	
1. Les altitudes maximale et minimale .....	21
2. L'altitude moyenne .....	21
3. l'Altitude médiane .....	21
III.1.3.3. Les indices de pente .....	22
3.1. Indice de pente globale (Ig) .....	22
3.2. Indice de pente de Roche (Ip) .....	22
3.3. Indice de pente moyenne (Im) .....	22
3.4. Dénivelé spécifique (DS).....	22
III.1.4. Hydrographie.....	23
III.1.4.1. chevelu hydrographique .....	23
1. Classification des ordres de talwegs .....	23
1. Densité de drainage (Dd) .....	24
III.1.5. Morphométrie .....	25
III.1.5.1. Coefficient de torrentialité (Ct) .....	25
III.1.5.2. Temps de concentration (TC).....	25
III.1.5.3. Vitesse de ruissellement (Vr) .....	26
III.1.7. Conclusion.....	26
III.2. Etude climatologique.....	28
III.2.1. Conditions climatiques .....	28
III.2.2. Caractéristiques des stations météorologiques .....	29
III.2.2.1. La température : .....	29
➤ Température moyenne mensuelle : .....	29

➤ Température moyenne min et max : ..... 29

b ) Le vent : .....				
29	c)	L'Evaporation	:	
.....				30
pluviométrie : .....			d ) la	30
Conclusion.....				31
III.2.3. Analyse statistique des pluies maximales journalières .....				31
a) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel.....				31
(doublement exponentiel).....				31
b) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normal (Galton) .....				
33				
III.3. Pluie de courte durée a différentes fréquences .....				36
III.4. Etudes des apports .....				38
III.4.1. Apport liquide : .....				39
III.4.1.1. Apport moyen annuelle : .....				39
Conclusion.....				39
III.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen : .....				39
III.4.1.3. Caractéristiques de l'écoulement .....				
40	a)	Lame	d'eau	écoulée
moyenne.....				40
b) Coefficient de				
l'écoulement.....				40
c) Module spécifique .....				
41				
d) Module d'écoulement .....				
41	e)	Coefficient	de	variation
.....				41
Conclusion.....				42
III.4.2. Apports fréquentiels : .....				42
III.4.2.1. Répartition de l'apport fréquentiel dans l'année : .....				43
III.4.3. Apport solide et volume mort : .....				43
III.5. Etude des crues .....				45
III.5.1. Choix du débit de crues .....				47
III.5.2. Hydrogramme de crue .....				47
III.5.3. Choix de la crue de projet .....				48
III.6. Régularisation des débits :.....				50
III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue : .....				50
III.6.2. Répartition des besoins : .....				53
III.6.3. Répartition mensuelle de l'apport A80% :.....				53
III.6.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :.....				53

III.6.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes : .....	56
A ) Pertes par évaporation : .....	56
B) Pertes par infiltration: .....	56
C) Estimation de l'erreur : .....	59

III.7. Laminage des crues :	60
III.7.1. Méthode de KOTCHERINE :	60
A . Procédé de calcul :	60
B. Estimation de la charge au dessus du déversoir :	61
III.9. Etude d'optimisation :	64
III.9.1. Calcul du coût approximatif de la digue :	64
a) Calcul de la revanche :	65
b) Largeur en crête :	66
a) Calcul du coût de la digue :	67
III.9.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :	68
a) Coût du déversoir :	68
b) Calcul du canal d'approche :	69
III.9.3. Le coût total du barrage :	70
Conclusion.....	71

#### **Chapitre IV: Etude des variantes**

Introduction .....	72
IV.1. Les barrages en remblais :	72
IV.1.1. Les barrages en terre :	72
IV.1.1.1. Différents types de barrages en terre :	72
A- Barrage en terre homogène :	72
B- Barrage en terre zonée :	72
C- Barrage à masque amont :	73
IV.1.2. Les barrages en gabions :	73
IV.1.3. Les barrages en enrochement :	73
IV.1.3.1. Caractéristiques des barrages en enrochement :	74
IV.2. Critères de choix d'un barrage :	74
IV.2.1. La morphologie du talweg et la qualité de la fondation :	74
IV.2.2. La disponibilité en matériaux :	74
IV.2.3. Critères Socio-économiques :	75
IV.3. Etude comparative :	75
VI.3.1. Calcul des coûts :	76
VI.3.1.1. Barrage homogène :	76

A. Dimensionnement du prisme de drainage : ..... 76

B. Le drain vertical :..... 77

C - Dimensionnement du Drain Tapis : .....

VI.3.1.2. Barrage à noyau : .....	78
Prédimensionnement du noyau : .....	78
VI.3.1.3. Barrage en terre avec masque en béton : .....	79
IV.4. Choix définitif du type de barrage : .....	79

## **Chapitre V: Etude de la variante choisie**

V . 1 . Définition du profil général du barrage : .....	80
1 ) Longueur en crête : .....	80
2 ) Pente des talus : .....	80
3 ) Les bermes : .....	80
V.2. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau : .....	80
V . 2 . 1 . Protection des talus : .....	80
1) Le talus aval : .....	80
2) Le talus amont : .....	80
V . 2 . 2 . protection de la crête : .....	81
V . 2 . 3 . Drains et filtres : .....	82
1 ) Rôle des drains et filtres : .....	82
2 ) Constitution des drains et filtres : .....	82
3 ) Disposition des drains et filtres : .....	82
• drain vertical:.....	82
• tapis drainant sous le talus aval : .....	83
✓ Dimensionnement du drain tapis : .....	83
✓ Dimensionnement de prisme aval: .....	83
4) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres : .....	83
4.1. Détermination de la courbe granulométrique du Filtre et drain : .....	84
A- Filtre : .....	84
B- drain : .....	84
4 . 2 . Condition de perméabilité : .....	85
4 . 3 . Condition de non entraînement des particules fines : .....	85

4 .4. condition de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant : .....

85

Conclusion..... 86

V .2.4. Clé d'étanchéité : ..... 86

V.3. Etude des infiltrations :..... 86

V.3.1. Tracé de la ligne de saturation :..... 86

V . 3 . 2. Calcul du débit de fuite par infiltration : .....

87

Pour le remblai : ..... 87

Pour la fondation : ..... 88

Pour le barrage (remblai + fondation) : .....	88
V .4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :.....	88
Dispositif d'étanchéité : .....	88
Fondation du barrage :.....	89
V . 5 . ETUDE DE STABILITE.....	90
V . 5 . 1 . Stabilité des talus .....	90
V . 5 . 2 . Méthode de FELLENIUS (1926) .....	91
Le glissement des talus.....	91
l'instabilité mécanique en fondation .....	92
V .5.3. Conséquences de l'instabilité des talus : .....	92
V . 5 . 4 . Ordre de calcul (Méthode des tranches): .....	93
V . 5 . 4 . 1 . Les caractéristiques géotechniques des sols : .....	94
V . 5 . 4 . 2 . Calcul des forces appliquées à chaque tranche : .....	95
Poids propre de la tranche : .....	95
Force de pression interstitielle : .....	95
Forces de cohésion : .....	95
Forces dues au séisme : .....	95
V . 5 . 4 . 3 . Classement des forces : .....	95
• Les forces stabilisatrices : .....	95
• Force de frottement : .....	95
• Force de cohésion :.....	96
• Les forces motrices : .....	96
V . 5 . 5 . Calcul du coefficient de sécurité:.....	96
Retenue pleine : Talus aval .....	96
Retenue vide (fin de construction) :Talus aval et talus amont .....	96
Vidange rapide : talus amont.....	97
Conclusion :.....	98

**Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes**

Introduction .....	98
VI.1. Evacuateur de crue : .....	98
VI.1.1. Types d'évacuateur de crue : .....	98
VI.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre : .....	98
a. Evacuateur de crue latéral : .....	98
➤ A entonnement latéral : .....	98
➤ A entonnement frontal : .....	98
VI.1.1.2. Les évacuateurs en charge : .....	99

a. Le déversoir tulipe : .....	99
b. Le siphon : .....	99
V I.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues : .....	99
VI.1.3. Choix de la variante : .....	99
• Comparaison entre les évacuateurs de surface à entonnement :.....	100
VI.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue : .....	100
VI.1.4.1. Le canal d'approche .....	101
VI.1.4.2. Déversoir .....	101
VI.1.4.3. Le chenal d'écoulement : .....	103
VI.1.4.4. Le convergent :.....	104
VI.1.4.5. Coursier : .....	104
➤ Classification du mouvement et du régime d'écoulement.....	107
➤ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier : .....	107
VI.1.4.6. Dissipateur d'énergie : .....	108
• Dimensionnement du bassin :.....	109
➤ Dimensionnement des blocs de chute : .....	109
➤ Dimensionnement des blocs chicane:.....	109
VI.5.1.7. Canal de restitution : .....	110
VI.5.2. Hauteurs des murs bajoyers: .....	111
1. Coursier .....	111
➤ Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier (les vagues roulantes) :111	
2. Bassin de dissipation .....	111
VI.2. Ouvrage de vidange : .....	112
VI.2.1. Types des ouvrages de vidange : .....	112
VI.2.1.1. Conduite en charge :.....	112
VI.2.1.2. Conduite à écoulement libre :.....	112
V.2.2. Choix de la variante :.....	112
V .2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange : .....	113
➤ Calcul du débit de vidange : .....	113
➤ Calcul du diamètre de la conduite : .....	113
➤ Correction de la valeur de coefficient $\mu$ : .....	114
➤ Calcul de la vitesse : .....	

..... 114

➤ Conduite de vidange et de prise d'eau en charge : ..... 114

➤ Dimensionnement de la conduite de prise :.....	115
➤ Correction de la valeur de coefficient $\mu$ .....	115
➤ Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau : .....	116
Conclusion.....	116

## **Chapitre VII: Organisation De Chantier**

Introduction .....	117
VII.1. Occuper le terrain .....	117
VII.2. l'installation de chantier .....	117
VII.2.1. Rôle de l'installation de chantier .....	117
VII.2.1.1. Organiser le déroulement du chantier .....	117
VII.2.1.2. Ordonner le chantier .....	117
VII.2.1.3. Positionner les éléments .....	117
VII.2.2. Installation du chantier et travaux préparatoires .....	118
VII.3. Exécution des travaux .....	118
VII.3.1. Réalisation de la dérivation provisoire .....	118
VII.3.2. Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau .....	119
VII.3.3. Réalisation de la digue .....	119
VII.3.4. Réalisation de l'évacuateur de crue .....	120
VII.4. Planification .....	121
VII.4.1. Chemin critique (C.C) .....	121
VII.4.2. Symboles des différentes opérations .....	122
VII.4.3. Détermination du chemin critique .....	124
Conclusion.....	124

**CONCLUSION GENERALE** .....

.....**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**.....

.....

**ANNEXES** .....

.....

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I: Etude topographique

Tableau I.1. Caractéristiques du Site de la retenue collinaire .....	3
Tableau I.2. Principales caractéristiques morphologiques .....	3

## Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Tableau II.1.Situation des sondages .....	12
Tableau II.2.Résultats du calcul de la teneur en eau et la densité. ....	14
Tableau II.3.résultats déssai de la limite d'ATTERBERG .....	15
Tableau II.4.Résultats d'essai de l'Oedomètre.....	15
Tableau II.5.Résultats d'essai de cisaillement.....	16
Tableau II.6.Résultats de l'essai du proctot normal .....	16
T a b l e a u I I . 7 . Résultats par l'essai de perméabilité .....	16

## Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III.1.Répartition de la surface en fonction de l'altitude.....	20
Tableau II.2.Nature du relief en fonction de la dénivelée spécifique.....	23
Tableau III.3. Classification des ordres de talwegs (SCHUM) .....	23
Tableau III.4 .Temps de concentration (heurs) .....	25
Tableau III.5.Caractéristiques du bassin .....	27
Tableau III.6. Station pluviométrie .....	28
Tableau III.7.Température moyenne mensuelle .....	29
Tableau III.8.Température moyenne max et min .....	29
Tableau III.9.Vitesse de vent.....	29
Tableau III.10. Répartition mensuelle de l'évaporation. ....	30
Tableau III.11.Pluis moyennes mensuelles .....	30
Tableau III.12.Caractéristiques de l'échantillon .....	31

Tableau III.13. Résultats de l'ajustement Gumbel (Méthode des moments) ..... 32

Tableau III.14. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon .....	33
Tableau III.15.Résultats de l'ajustement Méthode de log normale (Galton) .....	34
Tableau III.16.Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon .....	35
Tableau III.17.Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités .....	36
Tableau III.18.pluies de courte durée (mm) et leur intensités $I_t$ (m m / h ) .....	37
Tableau III.19.Récapitulatif des résultats des apports.....	39
Tableau III.14.Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen. ....	40
Tableau III.15.récapitulatif des résultats de coefficient de variante.....	42
Tableau III.16.Calcul des apports fréquentielles. ....	43
Tableau III.17.R é p a r t i t i o n d e l ' a p p o r t f r é q u e n t i e l ( A 8 0 % ). .....	43
Tableau III.18.Degré de perméabilité.....	45
Tableau III.19. Densité volumétrique des différents types de sédiments .....	45
Tableau III.20.Débits fréquents pour différents périodes de retour obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY .....	46
Tableau III.21.Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode TURRAZA .....	47
Tableau III.22.Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode MALLET-GAUTHIER. ....	47
Tableau III.23.Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	48
Tableau III.24.Débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue. ....	49
Tableau III.24.les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface. ....	52
Tableau III.25.Répartition mensuelle des besoins.....	54
Tableau III.26. Répartition mensuelle des apports A80%.....	54
Tableau III.27.Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes. ....	56
Tableau III.28.Répartition mensuelle de l'évaporation. ....	57
Tableau III.29.Coefficient $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques .....	58

Tableau III.30.v o l u m e d e s p e r t e s d a n s l a r e t e n u e  
..... 58

Tableau III.31.Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes. ....	59
Tableau III.28.Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE. ....	63
Tableau III.29.1ère étape de calcul. ....	63
Tableau III.30.2ème étape de calcul (détermination de H0 et Q en fonction deb) .....	63
Tableau III.31.3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de H, b .....	
et Vf).....	64
Tableau III.32.Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine. ....	65
Tableau III.32.Variation de la hauteur du barrage. ....	68
Tableau III.33.Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage. ....	68
Tableau III.34.Cout des digues.....	69
Tableau III.35.C o û t d u d é v e r s o i r	
. ....	70
Tableau III.35.Coût du canal d'approche. ....	70
Tableau III.36.Coût Totale du barrage. ....	71
Tableau III.37.Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage. ....	72

#### **Chapitre IV: Etude des variantes**

T a b l e a u I V . 2 : fruits indicatifs des talus de barrage stables.	
.....	75
T a b l e a u I V . 3 : coût du noyau (barrage à noyau).	
.....	78
T a b l e a u I V . 4 . Coûts des différentes variantes.	
.....	79

#### **Chapitre V: Etude de la variante choisie**

T a b l e a u V . 1 : Valeur de C en fonction de pente de talus et du poids spécifiques [6] .....	81
T a b l e a u V . 2 : Epaisseur de l'enrochement avec le diamètre [6]. ....	81
Tableau V.3:Coordonnées de la parabole de KOZENY .....	87
T a b l e a u V . 4 : C lassification des barrages.....	88

T a b l e a u V . 5 : Gradient admissible à travers le remblai terreux.....	89
Tableau V.6:Gradient admissible pour les fondations du barrage .....	89
Tableau V.7.Détermination de coefficient de sécurité .....	90
Tableau V.8:Coefficients de stabilité admissible des talus. ....	92

Tableau V.9: Valeurs de $K_1$ et $K_2$	93
Tableau V.10: Valeurs de $R_1$ et $R_2$ .	93
Tableau V.11: caractéristique géotechniques.	94
Tableau V.12: Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	97

### **Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes**

Tableau VI.1 : coordonnées du profil de Creager.	102
Tableau VI.4 : Calcul de la profondeur normale	106
Tableau VI.5: Les données de départ	107
Tableau VI.6: Calcul de ligne d'eau	107

### **Chapitre VII: Organisation De Chantier**

Tableau (VII.1) : symboles des opérations	122
---	-----

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I: Etude topographique

Figure I.1:Situation de la diguesource : gougles earth .....	2
FigureI.2:Situation de la retenue collinaire (Echelle 1/50 000) .....	2

## Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Figure II.1 :carte géologique de la zone d'étude.....	9
Figure II.2:Positionnement de la coupe géologique passant par la zone d'étude. ....	10
Figure II.3.Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRES ADDENDA .....	11

## Chapitre III: Etude Hydrologique

Figure III.1:Délimitation du bassin versant sur carte d'état major .....	19
Figure III.2 : Courbe hypsométrique .....	21
FigureIII.3 :Réseau hydrographique du bassin d'oued Ariouia .....	24
Figure III.4 : carte des stations pluviométriques.....	28
Figure III.5:Répartition mensuel de l'Evaporation. ....	30
Figure III.6:Ajustement a loi de Gumbel .....	33
Figure III.7 :Ajustement a loi de log normale (Galton) .....	36
Figure III.8 :Coparaison graphique entre les lois.....	36
Figure III.8 :pluies de courte durée .....	38
Figure III.9 : Intensité des pluies .....	38
Figure III.10 :Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen .....	40
Figure III.11 :Répartition de l'apport fréquentiel (A80%). ....	43
Figure III.12 :Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour.....	49
Figure III.13 :Hydrogramme de crue de projet (Q1%). ....	50
Figure III.14 :courbes Hauteur- Capacité- Surface. ....	52
Figure III.13 :courbes du débit en fonction la hauteur. ....	63
Figure III.14 :courbe du volume en fonction du débit. ....	64
Figure III.15 :courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir .....	70

## Chapitre IV: Etude des variantes

Figure IV.1 : Barrage en terre homogène .....	76
--	----

Figure IV.2 : Barrage à noyau..... 78

**Chapitre V: Etude de la variante choisie**

Figure V.1.Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche ..... 91

## **Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes**

Figure IV.1 :l'évacuateur à entonnement frontal et entonnement latéral .....	100
Figure VI.2 :Construction géométrique d'un profil Greager. ....	102
Figure VI.3 : Profil de déversoir type GREAGER .....	103
Figure VI.4 :tirant d'eau dans le coursier .....	105
Figure VI.5 :Yn en fonction de Q (canal 21) .....	107
Figure VI.6:La ligne d'eau dans le coursier.....	108

## **Chapitre VII: Organisation De Chantier**

Figure VII.1 :Réseau de différentes opérations. ....	123
--	-----

## **LISTE DES PLANCHES**

1. Plan d'aménagement
2. Profil en long de la digue
3. Coupes types de la digue
4. Profil en long de l'évacuateur de crue
5. Schéma de calcul de la stabilité
6. Profil en long de la prise d'eau et la vidange de fond

# Introduction Générale

La mobilisation des ressources en eau joue un rôle primordial dans le processus de développement économique et social de l'ALGERIE et la réalisation des barrages, en tant que moyen pour cette mobilisation, a été placée très tôt comme une priorité dans les plans de développement nationaux.

L'objectif de la politique des retenues collinaires a été, au départ, un objectif essentiellement agricole, visant l'irrigation des cultures, pour assurer l'autosatisfaction en produits alimentaires. enfin, justifie parfois à elle seule, la construction d'un barrage.

La commune de KEF LAKHDAR (wilaya de MEDEA) a bénéficiée d'un projet de réalisation d'une retenue collinaire sur Oued Ariouia, qui est destinée à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation.

Notre travail consiste à l'étude de faisabilité du barrage qui comporte la digue et les ouvrages annexes. Ces derniers se composent de l'évacuateur des crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond, qui sont nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage.

# **Chapitre I:**

## **Etude topographique**

## Introduction

L'étude topographique permet d'établir les documents nécessaires aux avant-projets : plans, cartes et documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

### I.1. Choix du Site de la retenue collinaire

Le but de cette phase est la recherche du site apte à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques.

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

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

En tenant compte des points énumérés ci-dessus, et après la visite effectuée le long de oued Ariouia, avec les services concernés (Service de l'Hydraulique). Nous avons opté pour un axe de la digue qui se situe sur une distance de 1200m du chemin de wilaya avec la présence d'une piste qui mène jusqu'au site (Figure I.1).



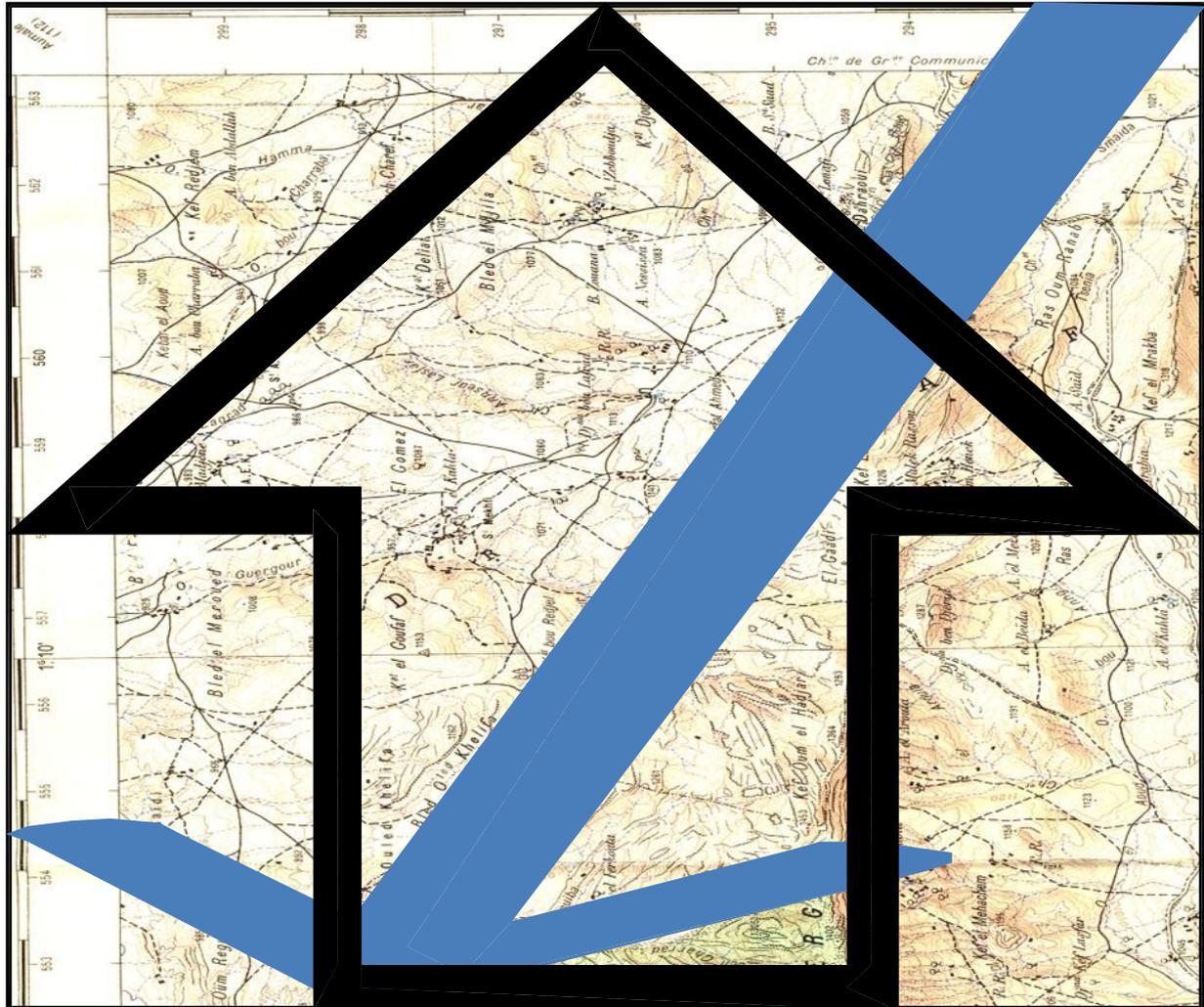
Figure I.1 :Situation de la digue

source : google earth

**I.2. Situation géographique**

La zone d'étude est située à Kef Lakhder Echergui à environ 5km à l'Est de chef lieu de la commune, Nord Est de la ville de KEF LAKHDAR CHERGUI, qui se situe sur une distance de 100 km au Sud de Médéa, chef lieu de la wilaya.

La figure I.2 montre l'emplacement du site sur la carte d'état major.



**Figure I.2:** Situation de la retenue collinaire (Echelle 1/50 000)

**I.3. Zone de l'implantation de la retenue collinaire**

Le tableau suivant donne les coordonnées exactes du site de la retenue collinaire en système des coordonnées Lambert du Nord de l'Algérie.

**Tableau I.1 .** coordonnées de la retenue collinaire Oued Ariouia

coordonnées		Unités	Valeurs
Coordonnées Lambert	X	m	5 5 5 1 2 0 , 7
	Y	m	2 9 2 7 3 7 , 2
	Z	m , N G A	1 0 8 5 , 0 0

**I.4. Caractéristiques du Site de la retenue collinaire**

- L'accès au site de la retenue collinaire est possible à partir du chemin de wilaya reliant Kef Lakhder et Challelat El Adhaouara, en suite, une piste carrossable de 100m le reste environ 500m est une piste non carrossable.
- Le lieu de la retenue collinaire est dans un site étroit, avec l'absence total des glissements ou les éboulements. Ce site présente un endroit idéal et le plus économique pour une digue en terre.
- Oued Ariouia présente une vallée rétrécie. Précédé à l'amont par un élargissement de la cuvette. Le lit majeur est sinueux et profond en raison de la réponse rapide lors des précipitations.
- Les collines sont élevées sur un versant supérieur à  $8^\circ$ . Ils s'élèvent de 35m et plus au dessus de la crête proposés du barrage.
- Dans le tronçon de l'implantation de la digue projetée la direction principale du cours d'eau d'Oued Ariouia est du Nord au Sud (voir figure I.2).
- Les terrains en pente assez forte apparaissent principalement à l'amont, sur les berges de l'oued à l'aval et au niveau du lit de l'oued.
- Le fond du lit se trouve à une profondeur qui varient entre (3.5 à 4.0)m plus bas de la vallée de l'oued, les rives du lit sont très raides, les pentes de l'oued changent de 0,020 à 0,1 (Voir plan topographique).

Le sous bassin versant d'étude fait partie du grand bassin versant Chott El Hodna qui porte le numéro 04 selon la classification de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques ANRH.

**Conclusion**

D'après l'étude topographique qui a été réalisée sur le site de la future retenue de oued ARIOUIA représenté par un plan topographique de la cuvette à l'échelle :1/500.

On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

# **Chapitre II:**

## **Etude géologique et géotechnique**

## Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations .
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants .
- L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction de barrage.

## II.1. Géologie

### II.1.1. Lithostratigraphie

le site est constitué d'Oligocène (OB1) faciès grés et marnes de boughari représenté sur la carte géologique de Ain boucif (figure II.1), la base de serie est constituée de marnes avec les passées de grés grossiers à huitres, ces marnes riches en microfaune témoignent d'un milieu plus franchement marin, leur épaisseur est grande, probablement plusieurs centaines de mètres, mais ne peut être évaluée exactement car elles sont séparées des grés sus-jacents par une surface de décollement les grés qui les surmontent sont massifs, grossiers, en bancs épais, avec peut d'intercalations marneuses, les marnes dominant et semblent superposées aux grés.

Vers la partie sud de site à 1.5km environ et vers l'Oued Bou Anng on remarque le changement de sol qui est traduits par une formation Quaternaire.

La stratigraphie de la région de KEF LAKHDAR CHERGUI se présente comme suite :

- **Alluvions récentes (a1)** : limons fins et cailloutis qui forment les basses terrasses des principaux cours d'eau.
- **Alluvions anciennes (q)** : limons et cailloutis qui forment des terrasses situées de 20 à 40 mètres au-dessus du niveau actuel des Oueds. Ces terrasses anciennes sont plus nettement observables sur le bassin versant tributaires des dépressions fermées du sud. Dans la partie Nord, drainée directement vers la méditerranées, la distinction de deux niveaux d'alluvionnement bien tranchée est beaucoup plus rare.
- **Eboulis de pente** : très abondants le long des kef gréseux Oligocène et Miocène
- **Pliocène (p.c)** : placage de grés grossier et de conglomérats situés dans l'angle Sud-Ouest de la feuille, à une altitude de 800 à 900m, à peine supérieure à celle des hautes terrasses quaternaires voisines. Cette formation est attribuées au pliocène car on peut la rapprocher, par l'intermédiaire d'une série d'affleurements discontinus, du pliocène continental daté du Sersou.

~~• Miocène inférieur marin (mi) : au Diebel Mezetech il débute par 20 mètres de marnes~~

brunes, plus ou moins sableuses miocènes. Au-dessus viennent 80mètres de grés grossiers et

marnes sableuses admettant plusieurs niveaux de conglomérats fins et deux horizons pétris de turritelles , puis 600 à 700 mètres de marnes à intercalations gréseuses.

Plus au Nord les grés deviennent dominants dans la série miocène. Ce sont des grés fins, tendres, au modelé arrondi.

Oligocène, faciès de Boghari on distingue :

- **Oligocène (OB1)–faciès grés et marnes de Boghari sensu stricto** : défini dans les Hannachas de Boghari, ce faciès est représenté sur la feuille par les grands Kefs qui s'étendent d'Ouest en Est, de part et d'autre d'Ain Boucif : Kef Diaba, Kef eddaia, Kef Masker. Il débute par 100m de marnes sombres, gypseuses. Puis viennent des grés grossiers, clairs, tendres, à intercalations marneuses.

Au Kef Lakhdar, le faciès est un peu différent. La base de la série est toujours constituée de marnes, mais sans gypse et avec des passées de grés grossiers à Huitres. Ces marnes, très riches en microfaune. Leur épaisseur est plus grande, mais ne peut être évaluée exactement car elles sont séparées des grés sus-jacents par une surface de décollement.

Les grés qui les surmontent sont massifs, grossiers, en bancs épais, avec peut d'intercalations marneuses. L'épaisseur de la seule série gréseuse est de l'ordre 1000m au Kef Lakhder Chergui dans l'angle Nord Est de la feuille.

- **Faciès à couches rouges (OB2) de Kef Negailou** : au Djebel Mezelech l'étage comprend, à la base 250 mètres de grés grossiers, massifs, formant des crêtes dans la topographie. Des dépressions correspondent à des grés plus argileux Au-dessus viennent 180m de grés grossiers, plus marneux, alternant avec des argiles et des sables argileux, rouges.

Lutétien supérieur- Bortonien on distingue :

- **marnes bleu (e1a)-noir à boules calcaires jaunes** : le faciès, largement représenté sur la feuille Souagui, n'occupe que de faibles surfaces sur la bordure nord de la feuille Ain Boucif.
- **Marnes à lumachelles d'Huitres (e1b)** : représentées, avec de faibles variations latérales, dans toute la feuille.

On distingue, de base en Haut, environ 180m de marnes brunes, à très rares bancs de calcaires jaunes et de lumachelles. Puis 90 mètres de marnes, calcaires et lumachelles avec des grés grossiers subordonnés. Enfin au sommet 280 mètres de marnes bruns, dépourvues de macro fossiles.

- **Yprésien- Lutétien inférieur (e<sub>IV-III</sub>)** : Il débute par 50 mètres de calcaires marneux, glauconieux, phosphatés, à minces passées gréseuses. A la base un horizon à silex existe, rarement visible car l'Yprésien est fréquemment laminé. Puis viennent 50 mètres de grés Quartzitiques ou calcaires à grandes Nummulites, avec des intercalations marneuses.

- **Sénonien supérieur (C<sup>8-10</sup> e . v )** : série de marnes grises à petites intercalations de calcaires crayeux et qui se termine des niveaux glauconieux et phosphatés
- **Vraconien- Albien supérieur (C3)** : un petit affleurement de marnes et marno calcaires blancs, entouré à l’affleurement de marnes maestrichtiennes.
- **Albien (C2-1)** : associée aux marnes et marno-calcaires vraconiens, on observe une langue d’argiles et de marnes à petits bancs de quartzites rouge ou violacés et de calcaires rubéfiés . Cette formation n’a fourni au lavage que des arénacés indatables dans un résidu souvent ferrugineux. Faciès et microfaciès l’apparentent au flysch albien des Biban.

### II.1.2. Géologie de la zone d’étude :

La zone d’étude est située à Kef Lakhdar Chergui dans les formations d’âge Oligocène qui sont représentées par les marnes et grès voire figures (II.I-II.2).

Dans la zone de Kef Lakhdar Chergui l’Oligocène débute par des marnes grises ou blanchâtre qui admettent quelques passées de grès grossiers à débris d’Huîtres.

Ces marnes se rencontrent sur les deux flancs du synclinal, du fait de la rareté des niveaux durs et donc des pendages, l’épaisseur est difficile à apprécier. Elle semble atteindre 900m sur le flanc Nord et Sud de synclinal.

Dans la zone d’étude l’Oligocène débute par une centaine de mètres de marnes à petits niveaux gréseux, ces marnes fournissent une microfaune oligocène. Elles reposent par contact anormal sur le Lutétien supérieur.

Les crêtes principales des Kef Lakhdar sont taillées dans une suite compacte de barres gréseuses, le plus souvent ce sont des grès à grains moyens ou grossiers jaunes ou roux en couches régulières ou métriques, certains bancs atteignent 15m d’épaisseur.

### II.1.3. Tectonique et paléogéographie

La zone d’étude est représentée par des formations allochtones, cette partie est occupée par des nappes de glissement, les observations de terrain montrent un style en écaillés chevauchantes, avec des contacts anormaux traversant parfois toute la feuille d’Est en Ouest.

Les hypothèses sur l’épaisseur de la nappe, le pondage des contacts anormaux, la structure intense des écaillés, sur lesquelles est basée la planche de coup ci-joint s’appuient sur des résultats de sondage et sur l’interprétation de la sismique réflexion.

L’unité V est essentiellement composée d’Oligocène (OB1), puissante masse gréseuse accompagnée de marnes à la base, affectant une allure synclinale régulière. A la base entre cet Oligocène et unité VI, on observe une lame de terrains Crétacés, plastiques, très tétanisés,

comprend de l'Albien et du Cénomaniens et un petit copeau de Miocène. Accompagnés de Trias, ces terrains constituent une semelle épaisse et complexe à l'unité V (figure II.2).

#### **II.1.4. Aquifère**

L'aquifère est localisé à environ 15 km à l'Est de la ville de Médéa. Il est limité au nord par l'Atlas Blideen, au sud par les monts de Berrouaguia.

D'une direction générale SO-NE, il s'étend sur environ 280Km<sup>2</sup>, depuis la localité de Mahdjoub au SO jusqu'à la localité de KEF LAKHDER au NE.

#### **II.1.5. Contexte hydrogéologique**

La région étudiée présente les caractéristiques hydrogéologiques suivantes :

- Absence de ressources en eaux profondes .
- Faible développement des roches perméables.
- Nombre appréciable de petits exutoires sous forme de sources à faibles débits.

#### **II.1.6. Séismicité**

La zone considérée par l'air d'étude est de **zone IIa** (figure II.3). Son niveau minimal de protection sismique est accordé selon l'importance de l'ouvrage qui dépend de sa destination (pour notre cas Retenue collinaire) et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Cette classification vise à protéger les personnes, et les biens économiques de la communauté(classification selon RPA99 / version 2003 ).

#### **II.1.7. Zone d'emprunt proche du site**

La disponibilité sur le site, des terres pour le remblais de la digue dans la cuvette et l'enrochements pour la protection de talus (rip-rap) dans le fond de l'oued, nous a aidé à minimiser le coût de réalisation de cette retenue collinaire.

#### **Conclusion**

La retenue de Chaabet Airuia est située dans un massif marneux. Le problème d'étanchéité ne se pose pas. La marne possède la caractéristique d'être imperméable.

Ce site ne présente pas de gros problème d'instabilité, lors des différentes sorties sur terrain aucun phénomène de glissement de grande envergure n'a été observé aux environs de cette retenue.

L'axe et la cuvette de cette retenue ne posent aucun problème pour la réalisation d'une digue en terre homogène à cet endroit.

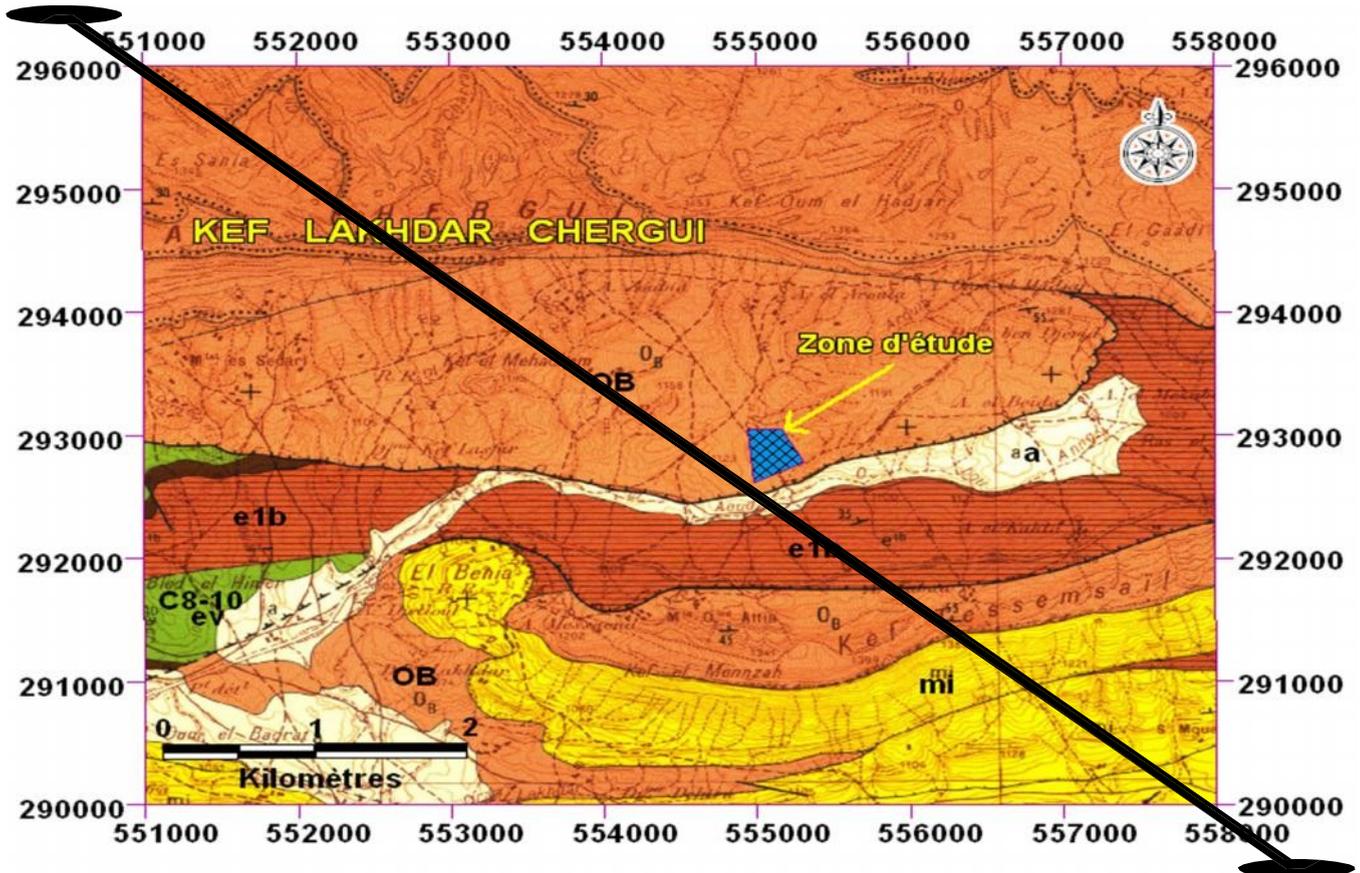
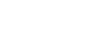


Figure II.1 : carte géologique de la zone d'étude  
(Extrait de la carte géologique de Ain Boussif 1/50 000ème)

**LEGENDE :**

-  Alluvions récentes
-  Alluvions anciennes
-  e1b (Marnes et grés)
-  e1c (Marnes et grés)
-  e1d (Marnes et grés)
-  e1e (Marnes et argiles brunes)
-  e1f (Marnes et argiles brunes)
-  e1g (Marnes et argiles brunes)
-  e1h (Marnes et argiles brunes)

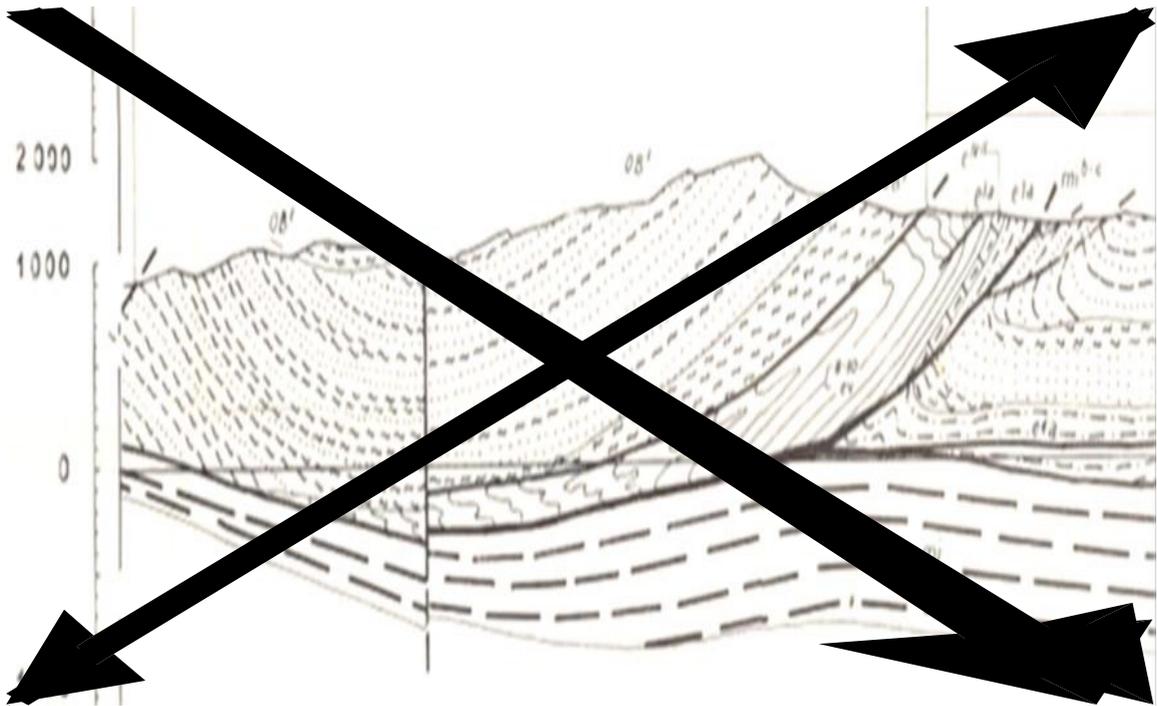


Figure II.2: Coupe géologique de la zone d'étude.

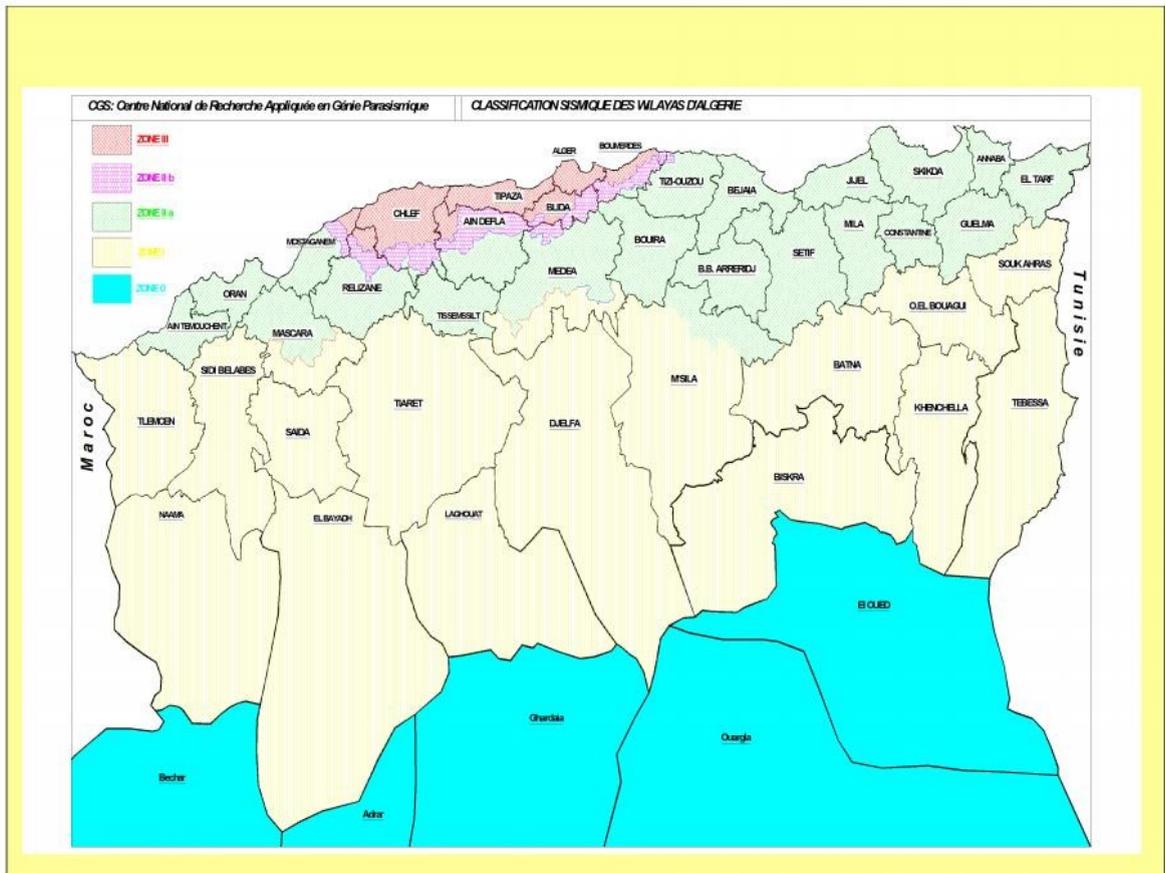


Figure II.3. Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRES ADDENDA

## **II.2. Géotechnique**

### **Introduction**

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe donc de procéder à des essais de mécanique des sols et à des essais hydrauliques soit sur des échantillons(en laboratoire) soit directement sur le site (in situ).

Les études géotechniques portent sur les matériaux terreux, les enrochements et les fondations. Elles se poursuivent en étroite liaison avec le géologue et le concepteur du projet.

#### **II.2.1. But de l'étude**

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols de l'assise de la digue de la retenue collinaire et de la zone d'emprunt.
- Déterminer la couche de fondation de la digue.
- Procéder au choix de la meilleure zone d'emprunt d'après les caractéristiques géotechniques de ces matériaux et en particulier la densité sèche et la perméabilité après compactage et si possible l'homogénéité de ces matériaux.

#### **II.2.2. Programme de reconnaissance :**

L'étude géotechnique de ce site c'est basée sur les travaux suivants :

- a. Sept (07) sondages : dont (03) sondages ont été réalisés au niveau de la fondation (axe de la digue), et les (04) autres ont été exécutés au niveau de la zone d'emprunt. ( voir tableau II.1)

Tableau II.1. Situation des sondages

N°	Désignation	Situation	Profondeur	Description
<b>Fondation</b>				
1	Sondage - S1	Rive gauche	0.0 - 0.6	Terre végétale
			0.6 - 4.0	Argiles faiblement sableuses jaunâtres
			4.0 - 6.0	Argiles marneuses de couleur grisâtre
2	Sondage - S2	Rive droite	0.0 - 2.5	Marnes alluvionnaires grisâtres à jaunâtres
			2.5 - 6.0	Marnes compactes grises
3	Sondage - S3	Axe d'oued	0.0 - 0.5	Terre végétale
			0.5 - 3.5	Argiles faiblement sableuses jaunâtres
			3.5 - 6.0	Argiles marneuses de couleur grisâtre
<b>Zone d'emprunt</b>				
4	Sondage - S4		0.0 - 0.4	Terre végétale
			0.4 - 4.5	Argiles faiblement sableuses jaunâtres
			4.5 - 6.0	Argiles marneuses de couleur grisâtre
5	Sondage - S5		0.0 - 0.4	Terre végétale
			0.4 - 4.0	Argiles faiblement sableuses jaunâtres
			4.0 - 6.0	Argiles marneuses de couleur grisâtre
6	Sondage - S6		0.0 - 0.6	Terre végétale
			0.6 - 4.6	Argiles faiblement sableuses jaunâtres
			4.6 - 6.0	Argiles marneuses de couleur grisâtre
7	Sondage - S7		0.0 - 0.4	Terre végétale
			0.4 - 4.8	Argiles faiblement sableuses jaunâtres
			4.8 - 6.0	Argiles marneuses de couleur grisâtre

Les figures de l'annexe II.1, représentent les coupes lithologiques du site.

- b.** Des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques.

➤ **Essais géotechniques :**

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

**1. Essais physiques :**

**a. Analyse granulométrique :**

L'analyse granulométrique est réalisée sur quatre (04) échantillons permet de dire que ces matériaux sont à forte composante fine (limono-argilo-sableuse) pour l'ensemble des échantillons de ces sondages de la zone d'emprunt, ou les inférieurs à 02 mm varient de 94 et 99 % et les inférieurs à 80 $\mu$  oscillent entre 73 et 92 %.notons que l'échantillon du sondage 04 est légèrement plus grossier avec une proportion notons de sable (48%). Ces sondages offrent l'avantage d'être à proximité de l'axe de la retenue (inférieur à la cuvette), l'axe est facile.

Le fuseau de ces matériaux est relativement serré, ce qui témoigne de l'homogénéité de cette zone d'emprunt (A n n e x e I I . 2 ).

**b. Teneur en eau naturelle, densité humide et densité sèche :**

Les résultats obtenues pour l'axe de la digue et la zone d'emprunt sont représentées dans le tableau II.2, Ces résultats indiquent que le sol est de faible humidité et de moyenne compacité.

Tableau II.2. Résultats du calcul de la teneur en eau et la densité.

So nd age	Ech	Profonde ur (m)	Teneur e neau (W %)	Densité (g/cm <sup>3</sup> )	
				Humide ( $\gamma_h$ )	Seche ( $\gamma_d$ )
<b>Fondati</b>					
<b>S 1</b>	E 1	1.5	12.82	1.8	1.6
	E 2	3.0	12.85	1.8	1.6
	E 3	4.5	12.85	1.8	1.6
	E 4	6.0	13.11	1.8	1.6
<b>S 2</b>	E 1	1.5	12.81	1.8	1.6
	E 2	3.0	12.11	1.8	1.6
	E 3	4.5	13.12	1.8	1.6
	E 4	6.0	13.22	1.8	1.6
<b>S 3</b>	E 1	1.5	12.11	1.8	1.6
	E 2	3.0	12.20	1.8	1.6
	E 3	4.5	13.35	1.9	1.6
	E 4	6.0	14.15	1.9	1.7
<b>Zone d'empr</b>					
<b>S 4</b>	E 1	1.5	11.85	1.7	1.6
	E 2	3.0	12.26	1.8	1.6
	E 3	4.5	13.22	1.8	1.6
	E 4	6.0	14.05	1.9	1.6
<b>S 5</b>	E 1	1.5	12.10	1.8	1.6
	E 2	3.0	13.11	1.8	1.6
	E 3	4.5	13.16	1.8	1.6
	E 4	6.0	13.16	1.8	1.6
<b>S 6</b>	E 1	1.5	11.85	1.8	1.6
	E 2	3.0	12.25	1.8	1.6
	E 3	4.5	13.21	1.8	1.6
	E 4	6.0	14.10	1.8	1.6
<b>S 7</b>	E 1	1.5	12.13	1.8	1.6
	E 2	3.0	12.32	1.8	1.6
	E 3	4.5	13.18	1.8	1.6
	E 4	6.0	14.12	1.9	1.6

**c. Limite d'ATTERBERG :**

D'après les résultats trouvés pour le fondation et la zone d'emprunt (tableau II.3), on peut dire que :

- Le sol est peu plastique.
- L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre que ces sol sont à l'état dur ( $IC > 1$ ).

Tableau II.3. résultats déssai de la limite d'ATTERBERG

sondag e	Echa	Profondeur	WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC
<b>Fondati</b>						
S1	E2	3.0 m	45 %	24 %	21 %	1.54
S2	E2	3.0 m	51 %	28 %	25 %	1.53
S3	E2	3.0 m	53 %	27 %	26 %	1.54
<b>Zone d'empr</b>						
S4	E2	3.0 m	44 %	22 %	22 %	1.42
S5	E2	3.0 m	47 %	25 %	22 %	1.55
S6	E2	3.0 m	54 %	26 %	28 %	1.47
S7	E2	3.0 m	46 %	25 %	21 %	1.57

Avec :

WL (%) : Limite de liqui

dité WP (%) : Limite de p

lastisité IP (%) : Indice

de plastisité

IC : Indice de compa

acité

## 2. Essais mécaniques :

### a. Oedomètre :

D'après les résultats trouvés pour le fondation et la zone d'emprunt

(tableau II.4), on peut dire que :

Le sol est moyennement compressible et peu gonflant.

Tableau II.4. Résultats d'essai de l'Oedomètre

Sondage	Echa	Profondeur (m)	Pression de consolidation	Coefficient de compressibi	Coéfficient de gonflement (Cg)
<b>Fondati</b>					
S1	E2	3.0 m	0.343 bar	0.14	0.02
S2	E2	3.0 m	0.614 bar	0.17	0.03
S3	E2	3.0 m	0.424 bar	0.13	0.02
<b>Zone d'empr</b>					
S4	E2	3.0 m	1.544 bar	0.14	0.02
S5	E2	3.0 m	1.474 bar	0.16	0.03
S6	E2	3.0 m	0.424 bar	0.15	0.03
S7	E2	3.0 m	1.773 bar	0.16	0.02

### b. Cisaillement :

( tableau II.5), on peut dire que :

Le sol est de moyenne cohésion.

Tableau II.5. Résultats d'essai de cisaillement

Sondage	Ech	Profondeur (m)	Cohésion (c)	Angle de frottement	Termes de portance		
					N	Nq	Nc
<b>Fondati</b>							
S1	E2	3.0 m	0.855 ba	24°	8.97	9.60	19.3
S2	E2	3.0 m	0.737 ba	21°	5.76	7.07	15.8
S3	E2	3.0 m	0.796 ba	23°	7.73	8.66	18.1
<b>Zone d'empr</b>							
S4	E2	3.0 m	0.825 ba	24°	8.97	9.60	19.3
S6	E2	3.0 m	0.723 ba	21°	5.76	7.07	15.8

**c. Essai du proctor normal :**

Les résultats obtenues sont représentées dans le tableau (II.6), ces résultats indiquent que le sol est de bon compactage.

Tableau II.6. Résultats de l'essai du proctot normal

Sondage	Echantillon	Profondeur	Densité maximale	Teneur en eau optimale
<b>Fondati</b>				
S1	E4	6.0 m	1.7	18
S3	E4	6.0 m	1.7	16.
<b>Zone d'empr</b>				
S4	E2	3.0 m	1.8	17.
S5	E2	3.0 m	1.8	16.

**d. Essai de perméabilité :**

D'après les résultats trouvées pour la zone d'emprunt ( tableau II.7), on peut dire que : le sol est imperméable.

Tableau II.7. Résultats par l'essai de perméabilité

Sondage	Echa	Profondeur	Coefficient de perméabilité (K)
S4	E2	3.0 m	$2.9 * 10^{-8}$ cm/s
S5	E2	3.0 m	$3.0 * 10^{-8}$ cm/s
S6	E2	3.0 m	$2.9 * 10^{-8}$ cm/s
S7	E2	3.0 m	$3.2 * 10^{-8}$ cm/s

➤ **Essais chimiques :**

D'après les résultats d'essais représentées dans le tableau de l'annexe II.3, on peut déduire que :

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

**Conclusion, et recommandations**

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer à la partie digue, une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse jaunâtre surmontant des argiles marneuses jaunâtres à grisâtres à des marnes compactes grisâtres.

Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, moyennement compréssible, peu gonflant et de moyenne cohésion.

À la zone d'emprunt une couche de nature argileuse faiblement sableuse jaunâtre surmontant des argiles marneuses jaunâtres à grisâtres.

Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, moyennement compréssible, peu gonflant, de moyenne cohésion et imperméable et constitue un bon matériau pour la digue après compactage.

Afin d'éviter les dommages des travaux, nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Il faut avoir un bon compactage des argiles de la zone d'emprunt.
- Et faire appel au laboratoire pour tout problème rencontré.

# **Chapitre III:**

## **Etude Hydrologique**

## Introduction

L'étude hydrologique du bassin versant consiste essentiellement à la détermination de certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

La relative estimation du volume annuel disponible est obtenue à travers l'élaboration des débits journaliers, de pluies mensuelles et pluies maximales journalières enregistrés à station pluviométrique qui se trouve dans le bassin versant de la retenue.

### III.1. Caractéristiques du bassin versant

#### III.1.1. Paramètres géométriques

Les Paramètres géométriques du bassin versant sont :

- **Surface :**  $S = 3,12 \text{ km}^2$
- **Altitude maximale :**  $H_{\text{Max}} = 1453,00 \text{ m NGA}$
- **Altitude minimale :**  $H_{\text{Min}} = 1085,00 \text{ m NGA}$
- **Longueur de Thalweg principal :**  $L_t = 2,840 \text{ km}$
- **Périmètre :**  $P = 8403 \text{ m}$

#### III.1.2. Paramètres morphologiques et hydrologiques

Pour déterminer les paramètres morphologiques et hydrologiques des bassins versants, on fait recours aux outils informatiques disponibles, dans ce cas on a utilisé le logiciel AUTO CAD pour digitaliser et reproduire à nouveau les cartes d'état major, on s'intéresse en particulier aux :

- Courbes de niveaux normales et maitresses.
- Cours d'eau permanents et temporaires.
- Points cotes.

##### III.1.2.1. Indice de compacité de GRAVELIUS

Cet indice de la comparaison du périmètre d'un bassin versant à celui d'un cercle équivalent ayant la même surface .

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$K_C = \frac{P}{P'}$$

Avec :

---

P : Périmètre du bassin versant (Km).

$P'$  : Périmètre du cercle équivalent (Km).

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

$S$  : Surface du bassin versant ( $K m^2$ ).

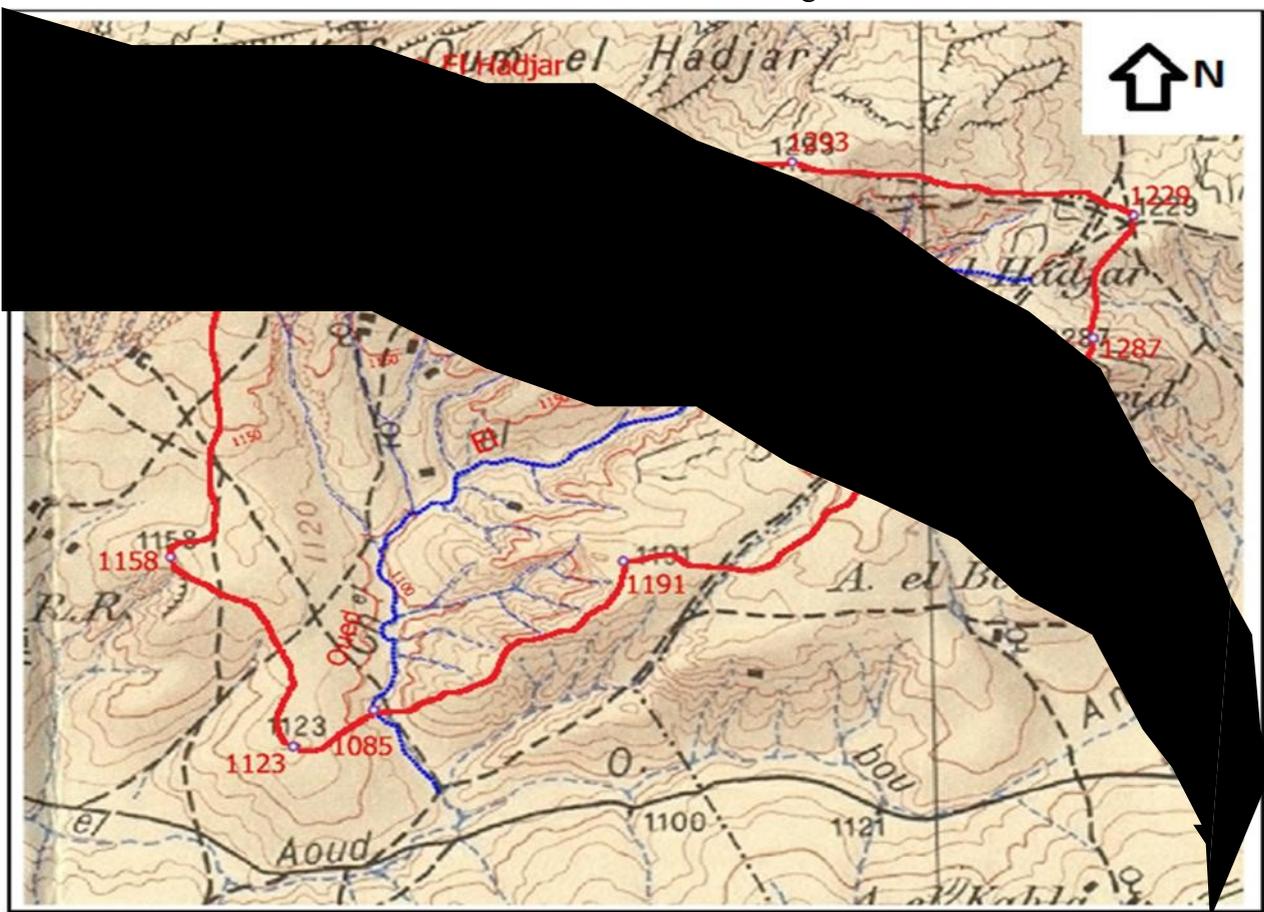
Si :  $K_c = 1$  : le bassin est parfaitement circulaire.

$K_c = 1,128$  : le bassin est carré

$K_c > 1.128$ : le bassin est allongé.

**$K_c=1.33, K_c > 1,128$ .**

Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.



**Figure III.1:** Délimitation du bassin versant sur carte d'état major (Echelle :1/50 000)

**III.1.2.2. Rectangle équivalent**

On considère que l'écoulement sur le bassin versant est le même que sur un rectangle de même superficie, La largeur et la longueur du rectangle équivalent sont données par les relations qui suivent :

**La longueur "L"**

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

**La largeur "I"**

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

Avec:

- L : Longueur du rectangle équivalent (Km).
- I : Largeur du rectangle équivalent (Km).
- S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).
- K<sub>C</sub> : Indice de compacité de GRAVILLUS.

**L = 3,23 Km , I = 0,97 Km**

**III.1.3. Paramètres de relief**

**III.1.3.1. Répartition de la surface et la courbe hypsométrique**

Le but de l'étude hypsométrique est la détermination de la classe du relief, la hauteur moyenne, le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau. Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau III.1. la courbe hypsométrique est donnée par la figure III.2.

**Tableau III.1.** Répartition de la surface en fonction de l'altitude

Altitudes (m)	Surfaces partielles (m <sup>2</sup> )	Surfaces partielles (km <sup>2</sup> )	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	Hi	Hi*Si	Hmoy
1453-1400	46450	0,046	1,49%	1,49%	1426,50	66,26	1189,44
1400-1350	53995	0,054	1,73%	3,22%	1375,00	74,24	
1350-1300	102950	0,103	3,30%	6,52%	1325,00	136,41	
1300-1250	322937	0,323	10,35%	16,87%	1275,00	411,74	
1250-1200	559181	0,559	17,92%	34,79%	1225,00	685,00	
1200-1150	1016592	1,017	32,58%	67,38%	1175,00	1194,50	
1150-1100	950906	0,951	30,48%	97,85%	1125,00	1069,77	
1100-1085	66934	0,067	2,15%	100,00%	1092,50	73,13	
TOTAL		3,12	100,00%			3711,04	1189,44



Figure III.2: Courbe hypsométrique

**III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques**

**1. Les altitudes maximale et minimale**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes d'Etat Major. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considérée comme le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

$H_{max} = 1453.00 \text{ m N}$

$G A H_{min} = 1085.00$

$m N G A$

**2. L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définie comme suit :

$$H_{MOY} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i S_i}{S} \dots\dots\dots(III .4)$$

D'où :  $H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$

Donc:  $H_{moy} = 1189,44 \text{ m}$

**3. 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.

D'où :  $H_{50\%} = 1201,69 \text{ m}$

**III.1.3.3. Les indices de pente**

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et de classification.

**3.1. Indice de pente globale (I<sub>g</sub>)**

L'indice de pente globale est déterminé à partir de la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.5)$$

D'où : **I<sub>g</sub> = 67,60 m / Km**

**3.2. Indice de pente de Roche (I<sub>p</sub>)**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(III.6)$$

D'où : **I<sub>p</sub> = 9,48**

**3.3. Indice de pente moyenne (I<sub>m</sub>)**

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_M = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{\sqrt{(III.7) S}} \dots\dots\dots$$

D'où : **I<sub>m</sub> = 208,34 m / Km**

**3.4. Dénivelé spécifique (D<sub>S</sub>)**

Elle est définie comme étant le produit de pente globale "I<sub>g</sub>" et la racine carrée de la surface du bassin versant.

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(III.8)$$

D'où : **D<sub>s</sub> = 119,41 m**

**Remarque :**

H<sub>MOY</sub> : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H<sub>i</sub> : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (m).

S<sub>i</sub> : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (Km<sup>2</sup>).

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

D : Dénivelé entre H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub> , D = H<sub>5%</sub> - H<sub>95%</sub>

(m). L : Longueur du rectangle équivalent (m).

~~H<sub>MAX</sub> : Altitude maximale observée sur le bassin versant~~

(m). H<sub>MIN</sub> : Altitude minimale observée sur le bassin versant

(m).

$I_g$  : Indice de pente globale (m/Km).

L'ORSTOM a élaboré selon sa deuxième classification un tableau qui donne la nature du relief suivant les valeurs de la dénivelée spécifique  $D_s$ .

**Tableau II.2.** Nature du relief en fonction de la dénivelée spécifique

Classe	Nature du relief	code	Dénivelé spécifique	
			Symbole	Valeur
R <sub>1</sub>	Relief très faible	0 5	D <sub>s</sub>	1 0 m
R <sub>2</sub>	Relief faible	0 1 0	D <sub>s</sub>	2 5 m
R <sub>3</sub>	Relief assez faible	0 2 5	D <sub>s</sub>	5 0 m
R <sub>4</sub>	Relief modéré	5 0	D <sub>s</sub>	1 0 0 m
R <sub>5</sub>	Relief assez fort	1 0 0	D <sub>s</sub>	2 5 0 m
R <sub>6</sub>	Relief fort	2 5 0	D <sub>s</sub>	5 0 0 m
R <sub>7</sub>	Relief très fort	5 0 0	D <sub>s</sub>	7 5 0 m

Source : Extrait de [9].

Donc : Relief modéré à assez fort entre R<sub>4</sub> et R<sub>5</sub>

5

### III.1.4. Hydrographie

Les paramètres hydrographiques se résument essentiellement dans la densité de drainage, sa détermination repose sur une classification des talwegs par ordres et détermination des longueurs de chaque ordre.

En conséquence toute mesure s'appuie sur l'établissement du plan chevelu hydrographique complet du bassin versant.

#### III.1.4.1. chevelu hydrographique

##### 1. Classification des ordres de talwegs

Les résultats de la classification des ordres de talwegs par la méthode de SCHUM sont regroupés dans le tableau III.3.

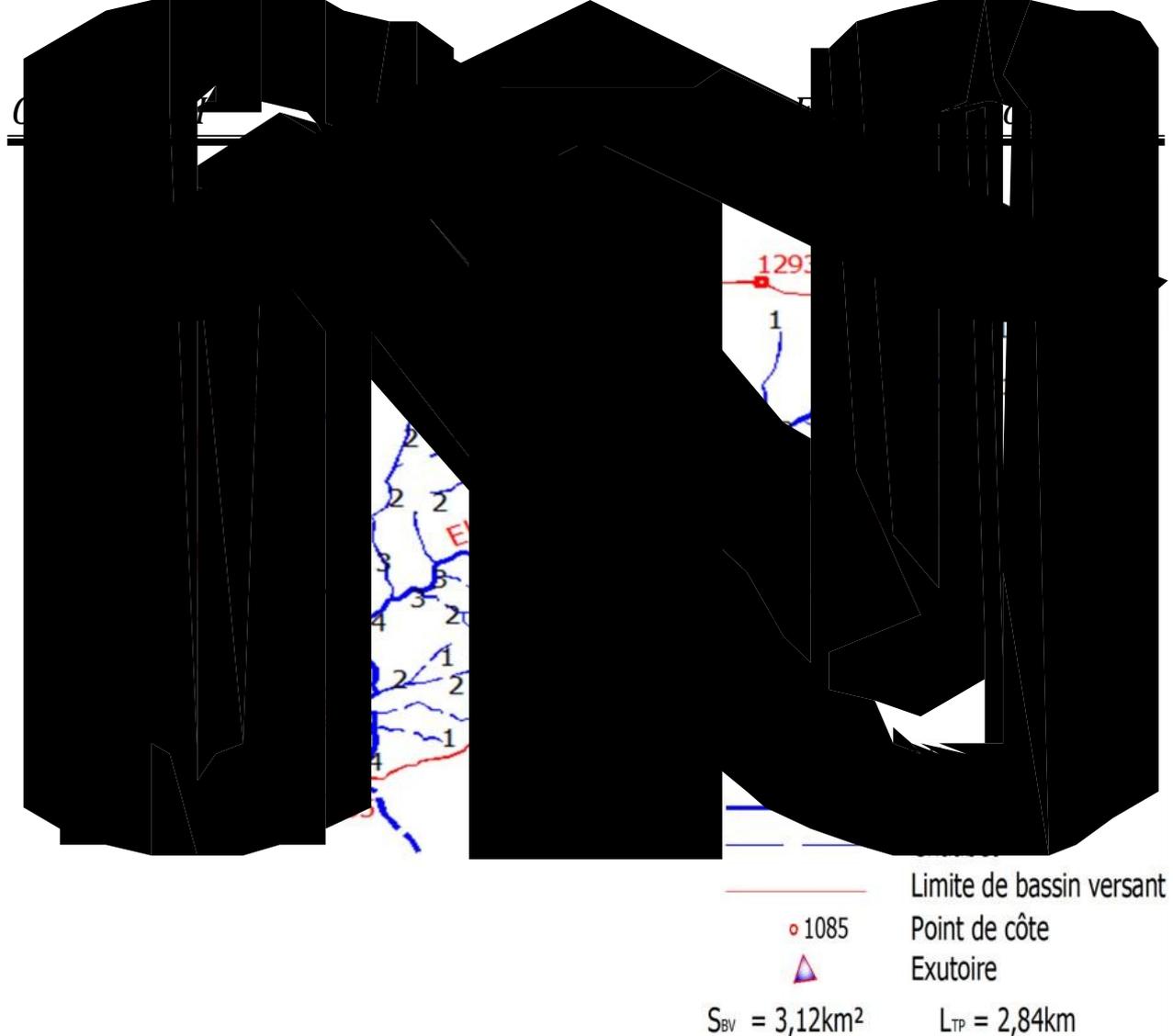
**Tableau III.3.** Classification des ordres de talwegs (SCHUM)

Ordre $x$	Nombre $n_x$	Longueur $l_x$ (km)	Longueur moyenne $\bar{L}_x$ (k)
1	37	1,17	0,3
2	12	4	9
3	3	3,77	0,2
4	1	5	1
Total	52	16,1	4,0

On peut en déduire que :

- L'ordre du talweg principal est de cinq (04).
- La longueur cumulée totale de tous les talwegs est de 16,17Km.





**Figure III.3 :** Réseau hydrographique du bassin d'oued Ariouia

### 1. Densité de drainage (Dd)

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tout ordre  $L_x$  sur la surface du bassin versant  $S$ .

la densité de drainage est donnée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{x=1}^n L_x}{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

$D_d$  : Densité de drainage ( $K m / K m^2$ ).

$L_x$  : Longueur totale cumulée des rivières d'ordre  $x$  ( Déterminée à l'aide de l'AUTO CAD sur la carte du chevelu hydrographique).

$S$  : Superficie du bassin versant ( $K m^2$

). Donc :  $D_d = 5.18 K m^{-1}$

**III.1.5. Morphométrie**

**III.1.5.1. Coefficient de torrentialité (Ct)**

Le coefficient de torrentialité est un bon indice de l'érodabilité du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

$$C_t = D_d \cdot \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

- C<sub>t</sub> : Coefficient de torrentialité.
- D<sub>d</sub> : Densité de drainage (K m / K m<sup>2</sup>).
- N<sub>1</sub> : Nombre de talweg d'ordre 1.
- S : Surface du bassin versant (K m<sup>2</sup>).

**C<sub>t</sub> = 1,66 K m - 3**

**III.1.5.2. Temps de concentration (T<sub>C</sub>)**

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

Il peut être calculé par plusieurs formules empiriques.

**Tableau III.4 . Temps de concentration (heurs)**

Formule	T <sub>C</sub> (Heure)	
<b>GIANDOTTI</b>	$T_C = \frac{4\sqrt{S + 1,5 L_p}}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}}$	1,39
<b>TURRAZA</b>	$T_C = \frac{4\sqrt{S + 1,5 L_p}}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}}$	0,621
<b>S.C. S</b>	$T_C = \left[ \frac{0,87 \cdot L_p^3}{H} \right]^{0,385}$	0,325
<b>KIRPICH</b>	$T_C = 0,6615 L^{0,77} I^{-0,385}$	0,551
<b>TEME Z</b>	$T_C = 0,3 \left[ \frac{L}{I^{1/2}} \right]^{0,76}$	0,98
<b>PASSINI</b>	$T_C = 4 \left[ \frac{(SL)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0,75}$	2,64

Avec :

- T<sub>C</sub> : Temps de concentration (h).
- L<sub>p</sub> : Longueur du talweg principal

(Km<sup>2</sup>).

H : Différence entre les points extrêmes du talweg.

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

$$\text{Où : } I = \frac{H_{\text{MAX}} - H_{\text{MIN}}}{L_p}$$

D'après ces résultats, on voit bien que les quatre méthodes (Giandotti, Turraza, Kirpich et Temez) nous donne des résultats acceptables, on prend la première valeur obtenue par le première méthode c'est-à-dire  $T_c = 1,39 \text{ heures}$ .

### III.1.5.3. Vitesse de ruissellement ( $V_r$ )

C'est la vitesse moyenne de propagation de la crue, elle est donnée par la formule:

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots$$

(III.11)

Avec :

$V_c$  : Vitesse de concentration (K m / h).

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

$T_c$  : Temps de concentration (h).

$$\text{Donc : } V_r = 2,04 \text{ Km} / \text{h}$$

### Conclusion

Chaque bassin versant réagit de façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Les caractéristiques hydrologiques d'un bassin sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Les paramètres hydro-morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Caractéristiques du bassin

17	Temps de concentration	$T_c$	Heure	1,39
18	Vitesse de ruissellement	$V_r$	Km/Heure m/s	2,04 0,57

III.2. Etude climatique

III.2.1. Conditions climatiques

Pour l'étude des conditions climatiques, nous allons utiliser les données des stations météorologiques et hydrométéorologiques les plus représentatives. Pour mieux concevoir l'étude climatique de la zone d'étude, nous avons opté pour la station d'Ain Boucif, il est possible d'utiliser d'autres stations météorologiques ayant des conditions physico géographiques et possédant les données les plus représentatives de la zone étudiée.

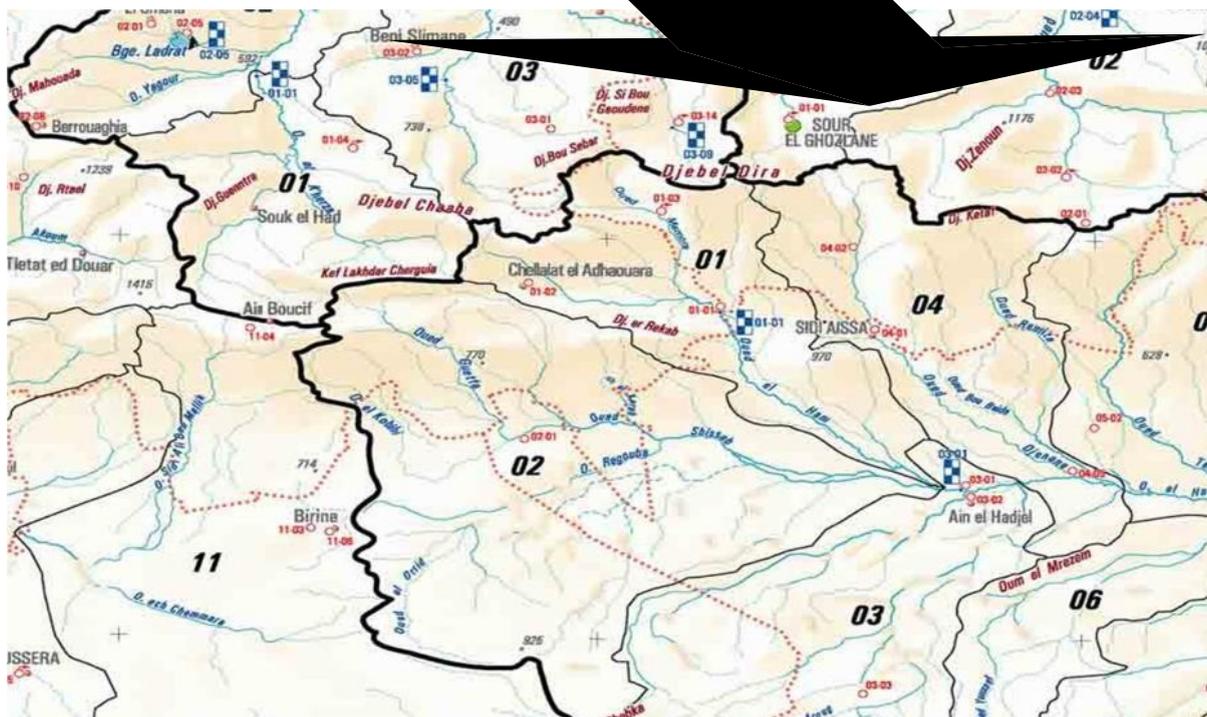


Figure III.4 : carte des stations pluviométriques

Nous avons opté pour la station avoisinante 011104 (Ain Boucif) qui présente les mêmes caractéristiques hydrologique par rapport à notre zone d'étude, elle se trouve à une distance d'environ 15km et avec une altitude de 1250mNGA.

Cette station dispose 75 années dont 71 années complètes pour les précipitations mensuelles.

Tableau III.6. Station pluviométrie

Nom de la station	Code de la station	Source	Coordonnées		
			X (m)	Y (m)	Z (m)
Ain boucif	011104	ANRH	540,75	287,8	1250

Source :ANRH-BLIDA

**III.2.2. Caractéristiques des stations météorologiques**

Les facteurs climatiques nécessaires à l’élaboration de la présente étude sont :

- La pluviométrie
- Les températures
- Les vents
- L'Evaporation

**III.2.2.1. La température :**

➤ **Température moyenne mensuelle :**

Elle est donnée par le tableau III.7.

**Tableau III.7.** Température moyenne mensuelle

Mois	Ja	Fé	Ma	Av	Ma	J	Jl	Ao	Se	Oc	No	De	Moy
T (°c)	5,5	6,9	9,4	12,5 5	16, 2	20,7 5	25,3	25, 2	21,5	15, 3	10, 1	6,5 5	11, 6

Source : ANRH

La température moyenne mensuelle est de 11,6°C, ce sont donc des températures moyennes assez basse que l’on a observées durant toute l’année.

➤ **Température moyenne min et max :**

La diminution des températures en fonction de l’altitude est valable aussi bien pour les moyennes que pour les maxima et les minima et ce durant toute l’année.

**Tableau III.8.** Température moyenne max et min

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T max (°c)	9	10,7	14,1	18,1	22,5	28	33,4	33	27,6	20,4	14,1	10,1	20,1
T min (°c)	2	3,1	4,7	7	9,9	13,5	17,2	17,5	15,4	10,3	6,9	3	9,1

Source : ANRH

**b) Le vent :**

Dans notre région, la prédominance des vents est la direction Nord, Nord-Ouest et Sud comme il est indiqué dans le tableau III.8.

**Tableau III.9.** Vitesse de vent

Directi	N	N.E	E	S.E	S	S.W	W	N.W
7 h	25	6	4	3	14	5	16	22
13 h	26	6	3	7	15	5	17	21
18 h	29	5	3	5	13	4	17	24

Source : O.N.M

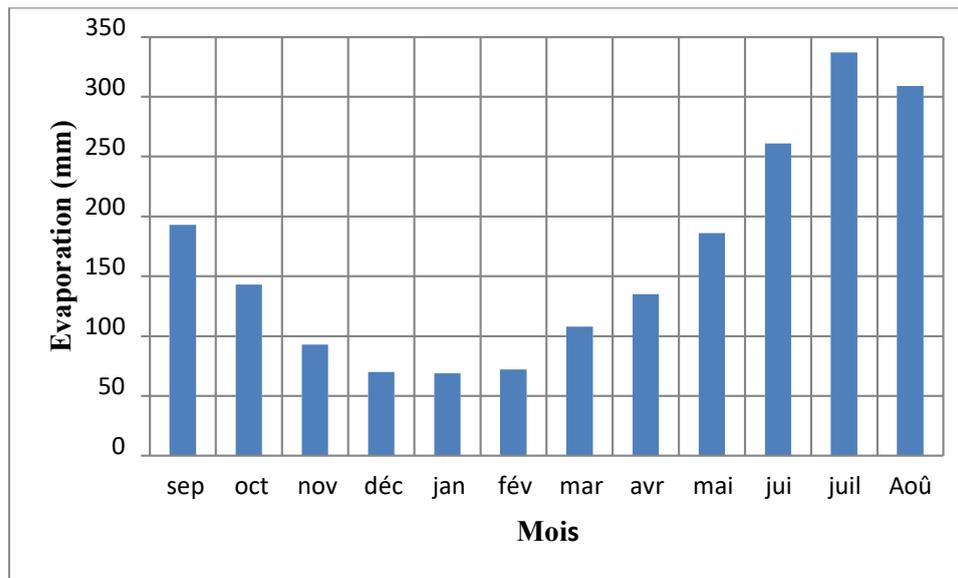
**c) L'Evaporation :**

Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et janvier**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

**Tableau III.10.** Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	Août
Evaporation (mm)	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
Evaporation (%)	9,77	7,22	4,69	3,56	3,49	3,65	5,48	6,82	9,44	13,2	17,0	15,62

Source : O . N . M .



**Figure III.5:** Répartition mensuel de l'Evaporation.

**d) la pluviométrie :**

la préparation mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été étalée sur la base de la série des des précipitations à la station d'Ain boucif (011104) sur la période (1916-2011), elle est donnée par le tableau III.11.(voir annexe III.1).

**Tableau III.11.** Pluies moyennes mensuelles

mois	Sep	Oct.	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Année
Pmoy (mm)	25.33	31.88	40.55	49.37	53.6	45.9	39.64	35.27	30.3	14.45	3.68	6.57	<b>376.54</b>
Pmoy (%)	6.73	8.47	10.77	13.11	14.23	12.19	10.53	9.37	8.05	3.84	0.98	1.74	<b>100.00</b>

Source : ANRH

### Conclusion

Sur la base de l'étude du climat il peut être aisément conclu que la zone d'études se caractérise par :

- Une pluviométrie variant de 272,6 mm et 843,2mm
- Un climat semi-aride à hiver frais
- Une période sèche s'étalant du mois de Mai au mois Septembre
- Une évaporation intense pendant La durée juillet–août .

### III.2.3. Analyse statistique des pluies maximales journalières

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station d'Ain boucif est considérée avec une série d'observation de 67 années sans le tableau III.12 (Annexe III.2).

En utiliser le logiciel (HYFRAN) pour déterminer les paramètres de la série et pour l'ajustement.

**Tableau III.12.** Caractéristiques de l'échantillon

Statistiques de base	67
Minimum	2.00
Maximum	74.0
Moyenne	29.5
Ecart-type	15.0
Médiane	28.0
Coefficient de variation	0.507
Coefficient d'asymétrie (C)	0.430
Coefficient d'aplatissement	3.70

#### a) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel

(doublement exponentiel)

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

$$F(X) =$$

Avec :  $-e^Y$

$1/\alpha$  : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL, On peut écrire :

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

x : précipitation maximale journalière (mm).



Les résultats obtenus par les différentes fréquences sont récapitulés dans le (Tableau III.13) et la (Figure III.6)

### Paramètres

$$u = 22.782346$$

$$\alpha = 11.676818$$

### Quantiles

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)  $T = 1 / (1 - q)$

**Tableau III.13.** Résultats de l'ajustement Gumbel (Méthode des moments)

Période de retour (ans)	Probabilité	Précipitation	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.9990	118	9.89	98.5 - 137
200	0.9950	95.6	7.78	80.4 - 111
100	0.9900	86.0	6.88	72.5 - 99.5
50	0.9800	76.4	5.98	64.6 - 88.1
20	0.9500	63.5	4.81	54.1 - 72.9
10	0.9000	53.6	3.92	45.9 - 61.2
5	0.8000	43.2	3.05	37.2 - 49.2
2	0.5000	27.5	1.98	23.7 - 31.4
1.1	0.1000	10.9	1.78	7.45 - 14.4

Gumbel (Méthode des moments)

### Hypothèses

$H_0$  : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel

$H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel

Résultats :

d'après le test de khi2 on obtient les résultats suivants :

Résultat de la statistique :  $X^2 = 16.43$

p-value  $p = 0.0214$

Degrés de liberté : 7

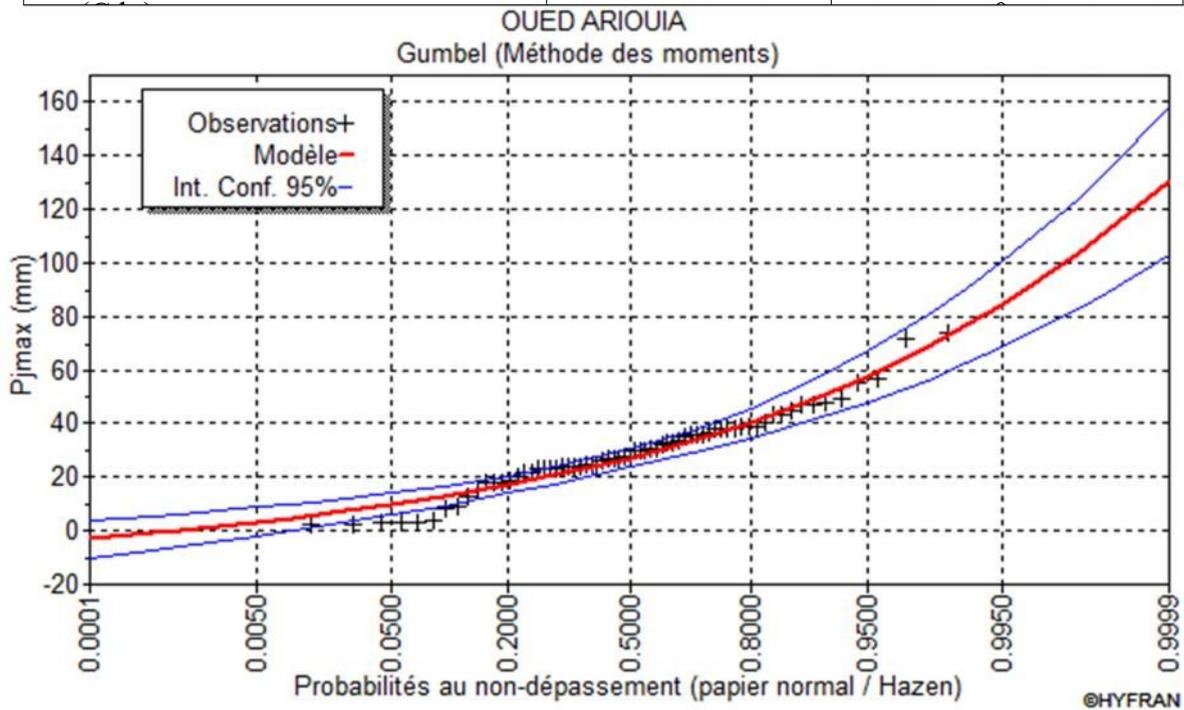
Nombre de classes : 10

### Conclusion

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

**Tableau III.14.** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques	Caractéristiques de
Minimum	Aucun	2.0
Maximum	Aucun	74.
Moyenne	29.5	29.
Ecart-type	15.0	15.
Médiane	27.1	28.
Coefficient de variation	0.507	0.50
Coefficient d'asymétrie	1.14	0.43
Coefficient d'aplatissement	2.40	3.7



**Figure III.6:** Ajustement à la loi de Gumbel

**b) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normal (Galton)**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale.

La loi de GALTON à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

Où :  $u$  = variable réduite de GAUSS).

L'équation de la droite de GALTON est la

ante :

uivante :

$\bar{X} + \sigma$  *e III*  $\text{Log } x(p\%) = \text{og } X$   $\cdot \text{Log } u(p\%)$  *Etude hydrologique*

---

---

X

N

Les résultats obtenus sont représentés dans le ( Tableau III.15) et la (Figure

III.7) Nombre d'observations: 67

### Paramètres

$\mu = 3.175510$

$\sigma = 0.797334$

### Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

**Tableau III.15.** Résultats de l'ajustement Méthode de log normale (Galton)

Période de retour	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1 000 .	0 . 9 9 9	2 8 1	6 6 . 3	1 5 1 - 4 1 1
2 00 . 0	0 . 9 9 5	1 8 7	3 8 . 0	1 1 2 - 2 6 1
1 00 . 0	0 . 9 9 0	1 5 3	2 8 . 9	9 6 . 5 - 2 1 0
5 0 . 0	0 . 9 8 0	1 2 3	2 1 . 3	8 1 . 5 - 1 6 5
2 0 . 0	0 . 9 5 0	8 8 . 9	1 3 . 3	6 2 . 7 - 1 1 5
1 0 . 0	0 . 9 0 0	6 6 . 5	8 . 7 7	4 9 . 3 - 8 3 . 7
5 . 0	0 . 8 0 0	4 6 . 8	5 . 3 2	3 6 . 4 - 5 7 . 3
2 . 0	0 . 5 0 0	2 3 . 9	2 . 3 3	1 9 . 4 - 2 8 . 5
1 . 1	0 . 1 0 0	8 . 6 2	1 . 1 4	6 . 3 9 - 1 0 . 8

Lognormale (Maximum de vraisemblance)

### Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi2 on obtient les résultats suivants :

$$\chi^2 = 28.67$$

p-value  $p = 0.0002$

Degrés de liberté : 7

### Conclusion

Nous devons REJETER H0 au niveau de signification de 1 %

Tableau III.16. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.0	2.0
Maximum	Aucun	74.
Moyenne	32.	29.
Ecart-type	31.	15.
Médiane	23.	28.
Coefficient de variation (Cv)	0.94	0.50
Coefficient d'asymétrie (Cs)	3.6	0.43
Coefficient d'aplatissement (Ck)	33.	3.7

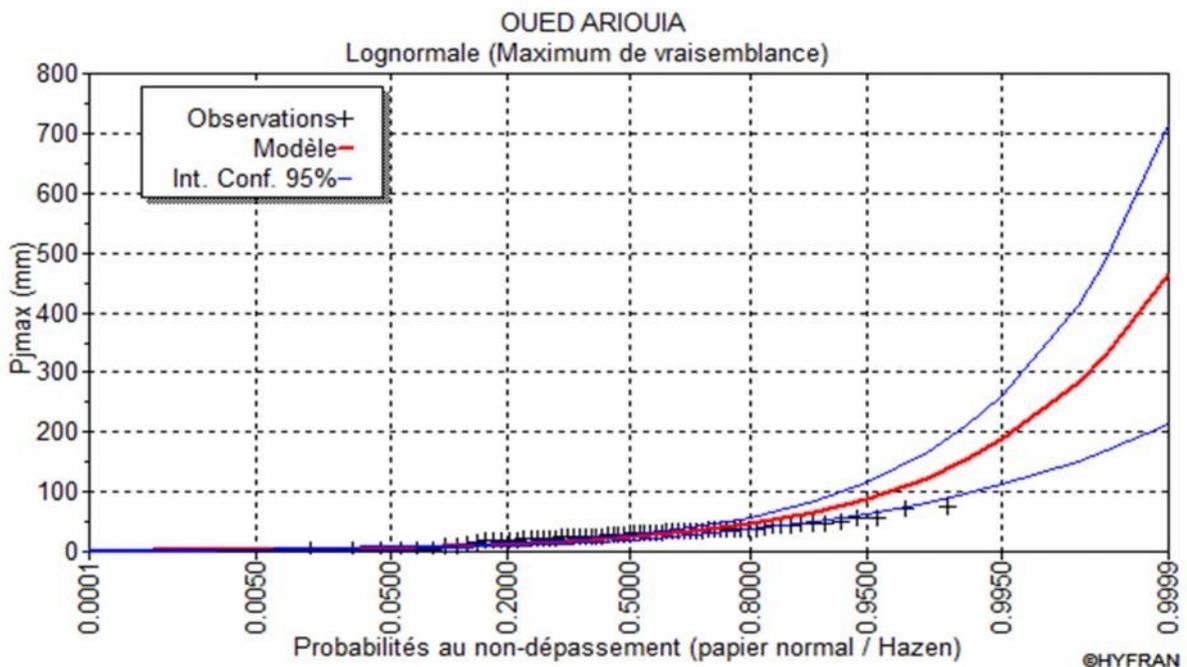


Figure III.7 : Ajustement a loi de log normale (Galton)

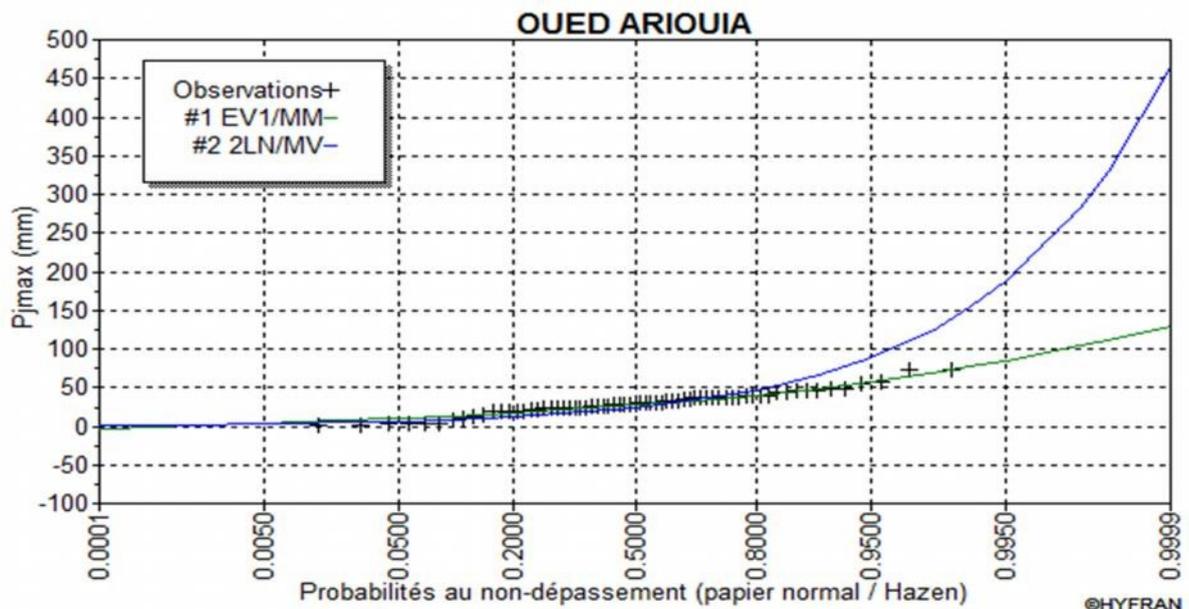


Figure III.8 : Coparaison graphique entre les lois

**Conclusion**

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi de GUMBEL mieux que celle de la loi de GALTON, puisque dans ce dernier ils existent des points à l'extérieur de l'intervalle de confiance.

Tableau III.17. Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50
Période de retour (a)	100	50	20	10	5	2
$\bar{P}_{max j p \%}$ (mm)	86.0	76.4	63.5	53.6	43.2	27.5

**III.3. Pluie de courte durée a différentes fréquences**

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée en un temps (t) est déterminée par la formule suivante:

$$P_{max t, P \%} = P_{max j, P \%} \left( \frac{t}{24} \right)^b$$

Avec :

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

$P_{max j, P \%}$  : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm). t : Durée de pluie (h).

b : Exposant climatique. b = 0,35.

L'intensité des pluies  $I_t = \frac{P_{tc}}{t}$

**Remarque**

Les résultats seront reportées sur des courbes (Intensité, Durée, Fréquence) et cela pour mieux exprimer les variations de l'intensité pour chaque fréquence.

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux III.18 et les figures III.8-III.9.

**Tableau III.18.** pluies de courte durée (mm) et leur intensités  $I_t$  (m m / h )

t (heure)	période de retour (ans)							
	10		20		50		100	
	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	$I_t$ (mm/h)	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	$I_t$ (mm/h)	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	$I_t$ (mm/h)	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	$I_t$ (mm/h)
0.25	10.85	43.39	12.85	51.41	15.46	61.85	17.41	69.62
0.5	13.83	27.65	16.38	32.76	19.71	39.42	22.19	44.37
1	17.62	17.62	20.88	20.88	25.12	25.12	28.28	28.28
1.39	19.78	14.23	23.43	16.86	28.19	20.28	31.73	22.83
2	22.46	11.23	26.61	13.31	32.02	16.01	36.04	18.02
3	25.89	8.63	30.67	10.22	36.90	12.30	41.54	13.85
4	28.63	7.16	33.92	8.48	40.81	10.20	45.94	11.48
5	30.95	6.19	36.67	7.33	44.12	8.82	49.67	9.93
6	32.99	5.50	39.09	6.51	47.03	7.84	52.94	8.82
7	34.82	4.97	41.26	5.89	49.64	7.09	55.87	7.98
8	36.49	4.56	43.23	5.40	52.01	6.50	58.55	7.32
9	38.03	4.23	45.05	5.01	54.20	6.02	61.01	6.78
10	39.45	3.95	46.74	4.67	56.24	5.62	63.30	6.33
11	40.79	3.71	48.33	4.39	58.14	5.29	65.45	5.95
12	42.05	3.50	49.82	4.15	59.94	5.00	67.47	5.62
13	43.25	3.33	51.24	3.94	61.65	4.74	69.39	5.34
14	44.38	3.17	52.58	3.76	63.27	4.52	71.21	5.09
15	45.47	3.03	53.87	3.59	64.81	4.32	72.96	4.86
16	46.51	2.91	55.10	3.44	66.29	4.14	74.62	4.66
17	47.51	2.79	56.28	3.31	67.71	3.98	76.22	4.48
18	48.47	2.69	57.42	3.19	69.08	3.84	77.76	4.32
19	49.39	2.60	58.51	3.08	70.40	3.71	79.25	4.17
20	50.29	2.51	59.57	2.98	71.68	3.58	80.68	4.03
21	51.15	2.44	60.60	2.89	72.91	3.47	82.07	3.91
22	51.99	2.36	61.60	2.80	74.11	3.37	83.42	3.79
23	52.81	2.30	62.56	2.72	75.27	3.27	84.73	3.68
24	53.60	2.23	63.50	2.65	76.40	3.18	86.00	3.58

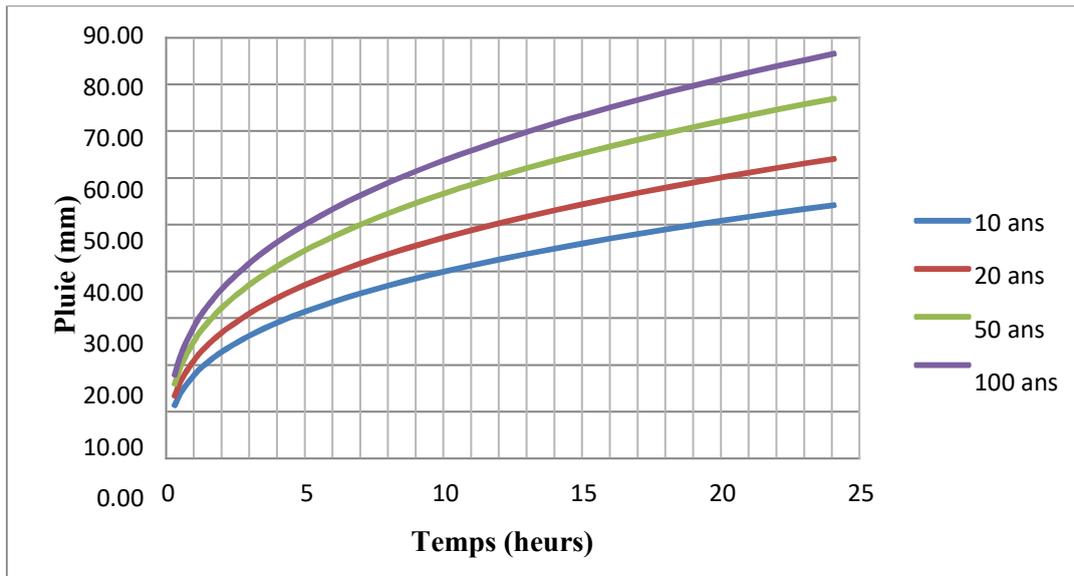


Figure III.8 : pluies de courte durée

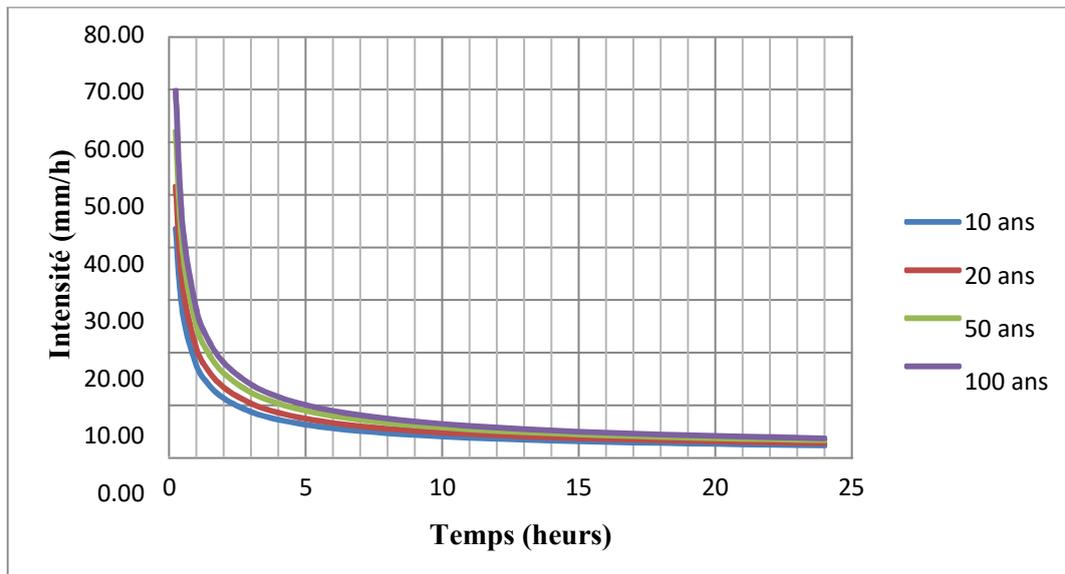


Figure III.9 : Intensité des pluies

#### III.4. Etudes des apports

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui exige.

La plus parts des petits retenues sont destinées d'assurer une régularisation saisonnière des ressource en eau , elle se remplissant pendant la saison humide et se vident en plus au moins complètement pendant la saison sèche. Dans ce cas, on procédera à une étude détaillée que possible des apports annuels afin de déterminer le volume maximal utilisable sur le site avec le taux se satisfaction choisi, et on vérifiera que ce volume est suffisant pour remplir la retenue.

**III.4.1. Apport liquide :**

Les apports liquides de notre retenue sont déterminés par des formules empiriques.

**III.4.1.1. Apport moyen annuelle :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuelle  $A_0$ .  
Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.19

**Tableau III.19.** Récapitulatif des résultats des apports.

Les formules		Le (mm)	Apport moyen $A_0$ (m <sup>3</sup> )
ANRH	$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \cdot \text{moy}$		1 7 3 3 7 0 . 9 4
DERIE I	$A_0 = 0,915 P^{-2,684} S^{0,158}$		1 7 4 6 8 8 . 9 3
DERIE II	$A_0 = 0,513 P^{-2,683} D_d S^{0,842}$		5 2 4 9 9 8 . 5 1
MALLET- GAUTHIE R	$A_0 = L_e \times S$	$C_e = 0,6 \left( 1 - 10^{-0,36P^2} \right)$	2 5 . 0 5 1
COUTAGN E		$L_e = P \cdot C_e$	
SAMIE		$L_e = \bar{P} - D$	5 9 . 4 7
		$L_e = P^2 \text{ moy } (293 - 2 \cdot 2)$	4 0 . 9 9
			1 2 7 8 9 2 . 7 7

Avec :

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

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

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en (mm).

$C_e$  : Coefficient d'écoulement.

$D_d$  : Densité de drainage (km / km<sup>2</sup>)

la valeur moyenne :  $A_0 = 210776.32 \text{ m}^3$  .

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus par les différentes formules empiriques, nous allons choisir une valeur moyenne c'est-à-dire la valeur donnée par la formule de COUTAGNE.

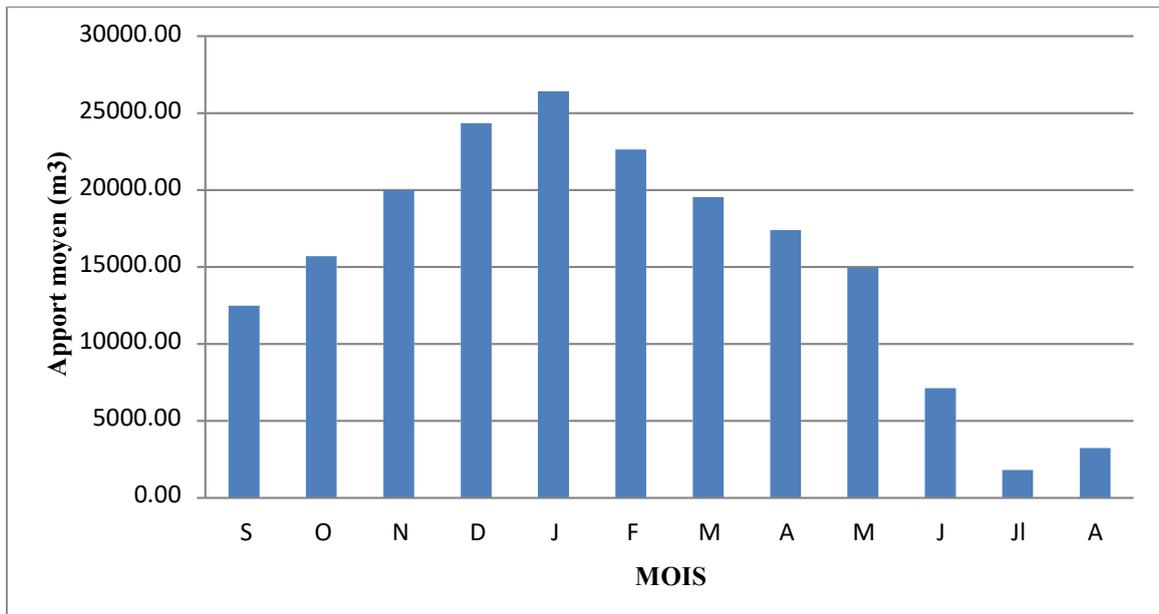
Donc : on travail par la valeur  $A_0 = 185546,4 \text{ m}^3$  .

**III.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :**

La répartition se fait comme celle du pluviométrique, on prend les mêmes pourcentages mensuelle de la pluie, comme montre le tableau suivant :

**Tableau III.14.** Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
A(%)	6.73	8.47	10.77	13.11	14.23	12.19	10.53	9.37	8.05	3.84	0.98	1.47	<b>100</b>
A (m <sup>3</sup> )	1248 1.78	1570 9.40	19981. 69	24327. 90	26412. 30	22617. 99	19533. 27	17379. 88	1493 0.83	7120. 48	1813. 38	3237. 48	<b>185546.4 0</b>



**Figure III.10 :** Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

**III.4.1.3. Caractéristiques de l'écoulement**

**a) Lamme d'eau écoulee moyenne**

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S_{bv}} \dots\dots\dots(III.12)$$

où :  $A_{moy} = 1\,855\,46,40\text{ m}^3$  et  $S_{bv} = 3,12\text{ km}^2$

AN :  $L_e = 59,47\text{ m m}$ .

**b) Coefficient de l'écoulement**

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(III.13)$$

où :  $L_e = 59,47\text{ m m}$  et  $P_{moy} = 376,54\text{ m m}$

AN :  $C_e = 0,158$

**c) Module spécifique**

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{bv}} = \frac{A_{moy}}{T.S_{bv}} \dots\dots\dots(III.14)$$

où :  $A_{moy} = 1\,855\,46,40\text{ m}^3$ ,  $T = 31,536 * 10^6\text{ s}$  et  $S_{bv} = 3,12\text{ km}^2$



**d) Module d'écoulement**

$$Q_0 = \frac{A_{moy}}{T} \dots \dots \dots (III.14)$$

où :  $A_{moy} = 1\,855\,46,40 \text{ m}^3$  et  $T = 31,536 * 10^6 \text{ s}$

AN :  $Q_0 = 5,88 \text{ l/s}$

**s e) Coefficient de variation**

Le coefficient de variation est un paramètre caractérisant l'écoulement, on le calcule à l'aide des formules empiriques.

**1. Formule de PADOUN :**

$$C_V = k \cdot \frac{0,93}{M_0^{0,23}} \dots \dots \dots (III.15)$$

Avec :

$C_V$  : Coefficient de variation.

$K$  : Coefficient de reduction  $K = 0,75$ .

$M_0$  : Module spécifique (l/s.Km<sup>2</sup>). ( $M_0 = 1,89 \text{ l/s} \cdot \text{K m}^2$ )

**2. Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_V = 0,78 - 0,29 \text{ Log } M_0 - 0,063 \text{ Log } (S + 1) \dots \dots \dots$$

... (III.16) Avec :  $C_V$  : Coefficient de variation.

$S$  : Surface du bassin versant (K m<sup>2</sup>).  $S = 3,124 \text{ K m}^2$ .

$M_0$  : Module spécifique (l/s . K m<sup>2</sup>). ( $M_0 = 1,89 \text{ l/s} \cdot \text{K m}^2$ )

**3. Formule de URGIPROVODKMOZ :**

$$C_V = \frac{0,70}{M_0^{0,125}} \dots \dots \dots (III.17)$$

Avec :

$C_V$  : Coefficient de variation.

$M_0$  : Module spécifique (l/s. K m<sup>2</sup>). ( $M_0 = 1,89 \text{ l/s} \cdot \text{K m}^2$ )

**4. Formule de KRITSKLY–MENKEL :**

$$C_V = \frac{A'}{S^{0,06} M_0^{0,27}} \dots \dots \dots (III.18)$$

Avec :

$C_V$  : Coefficient de variation.

~~M<sub>0</sub> = 1,80 l/s km<sup>2</sup>) S : Surface du bassin~~

versant (K m<sup>2</sup>). S = 3,12 K m<sup>2</sup>.

0

:

M  
o  
d  
u  
l  
e

s  
p  
é  
c  
i  
f  
i  
q  
u  
e

(  
l

/

s

.

K

m

2

)

.

(

Les résultats de calcul du coefficient de variation sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15.** récapitulatif des résultats de coefficient de variante.

	FORMUL			
	N.N PADOUM	S OKOLOVSKY	URGIPROVODKMOZ	KRITSKLY
<b>C<sub>v</sub></b>	0,6	0,6	0,6	0,7

la valeur moyenne  $C_v = 0.653$

**Conclusion**

Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules sont proches les unes des autres, sauf celle de kritskly–menkel , on prend comme valeur finale la moyenne ou celle donnée par la formule de URGIPROVODKMOZ c'est-à-dire  $C_v = 0,65$ .

**III.4.2. Apports fréquentiels :**

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

$$A_{pp80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{Cv + 1}} e^{\frac{u \sqrt{\ln(Cv + 1)}}{2}} \dots \dots \dots (III .19)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A0 : Apport moyen annuel (M m<sup>3</sup>).

Cv : Coefficient de variation.

**Tableau III.16.** Calcul des apports fréquentielles.

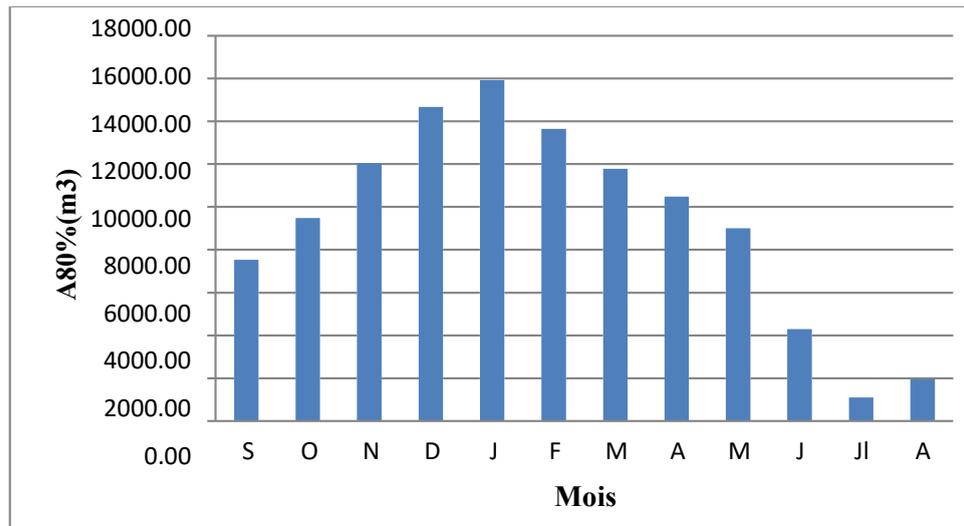
Période retour (a)	4 / 5	10	20	50	100
Fréquence (%)	80	10	5	2	1
U (GAUSS)	-0.8414	1.28229	1.64308	2.05046	2.32723
A (m <sup>3</sup> )	111954.23	263517.09	305638.47	361346.06	404879.13

**III.4.2.1. Répartition de l’apport fréquentiel dans l’année :**

L’apport fréquentiel a le même distribution de pourcentage de la pluviométrie, on prend la valeur qui correspond au fréquence de 80% pour garantir un remplissage de 4 années sur 5.

**Tableau III.17.** Répartition de l'apport fréquentiel (A 80 %).

<b>Mois</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<b>J</b>	<b>F</b>	
<b>A%</b>	6.726	8.466	10.769	13.112	14.236	12.191	
<b>A (m³)</b>	7530.60	9477.61	12056.90	14679.93	15937.39	13648.00	
<b>Mois</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>Jl</b>	<b>A</b>	<b>Annuel</b>
<b>A%</b>	10.527	9.368	8.047	3.837	0.976	1.744	<b>100.000</b>
<b>A (m³)</b>	11785.27	10487.88	9009.12	4295.69	1092.88	1952.57	<b>111954.23</b>



**Figure III.11 :** Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).

**III.4.3. Apport solide et volume mort :**

Le transport solide dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il doit répondre à certaines conditions:

- ✓ Accumulation des matériaux solides dans la retenue.
- ✓ Garantir le fonctionnement normal des pompes.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques.

➤ **Formule de Tixeront :**

Le volume de solides pour l'étape de faisabilité est déterminé par la formule de Tixeront-Songera , dont l'expression est la suivante:

$$T s = K L e^{0,15} \dots \dots \dots (III.20)$$

T s : Volume total de solides, en T/km² par année.

L e : Lane d'écoulement en mm, déterminée à partir de l'apport



**Tableau III.18.** Degré de perméabilité

<b>K</b>	<b>Degré de perméabilité</b>
8.5	Élevée
75	Moyenne
350	Moyenne faible
1400	Faible
3200	Imperméabilité

K = 350

Le = 59,47 mm

AN :  $T_s = 645.97 \text{ T/km}^2/\text{an}$

Préliminairement, le volume mort (Vm) est déterminé en fonction du volume total des sédiments, le nombre d'années de vie utile de l'ouvrage et le poids spécifique des sédiments:

$$V_m = \frac{T_s \cdot S}{P_e} \dots \dots \dots (III.21)$$

où:

T: Vie utile de l'ouvrage (années).

Pe: Densité volumétrique des sédiments, en T/m<sup>3</sup> (Voir tableau).

**Tableau III.19.** Densité volumétrique des différents types de sédiments

<b>Typologie de sédiment</b>	<b>Poids volumétrique T/m<sup>3</sup></b>	<b>Typologie de sédiment</b>	<b>Poids volumétrique T/m<sup>3</sup></b>
Boue fine	0.7 - 0.8	Sable fin	1.5 - 1.6
Boue fine	0.8 - 0.9	Sable moyen	1.6 - 1.7
Boue avec mélange de sable	0.9 - 1.1	Sable moyen et lourd	1.1 - 1.8
Sable fins sédimenté	1.1 - 1.2	Sable avec gravier	1.8 - 1.9
Sable fin et moyen sédimenté	1.2 - 1.3	Gravier	1.9 - 2.1
Sable moyen sédimenté	1.3 - 1.5	Cailloux avec gravier	2.1 - 2.4

AN :

Ts=645,97 T/km<sup>2</sup>/an

S = 3,12 km<sup>2</sup>

T =20ans

Pe =1,5 T/m<sup>3</sup>

Donc : Le Volume mort  $V_m = 26872,35 \text{ m}^3$

**III.5. Etude des crues**

En absence de stations et d'observations hydrométriques sur le bassin hydrographique, l'estimation des débits de crues fréquentielle se fera à partir d'un examen des formules empiriques : méthode volumique(SOKOLOVSKY), TURAZZA et MALLET-GAUTIER .

**a. Méthode Volumique (Formule de SOKOLOVSKY)**

$$Q_{max} p \% = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)}{T_m} \alpha F S \dots \dots \dots (III.22)$$

Ptc : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps tc, en m

Tm= Tc: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue :

$$f = \frac{1.2}{4 + 3 \gamma} \text{ (hydrogramme triangulaire) } \dots \dots \dots (III.23)$$

H0 :C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H0 =7 mm

Pour S < 50 Km<sup>2</sup>.  $\gamma = 2$ .

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

Pour un bassin boisé  $3 \leq \gamma \leq 4$ .

On prend :  $\gamma = 2$ . Donc : F = 1,2

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

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

$$\alpha p \% = \frac{P_{ct} \% - \sqrt{H_0}}{P_{ct} \% + \sqrt{H_0}} \dots \dots \dots (III.24)$$

**Tableau III.20.** Débits fréquents pour différents périodes de retour obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY

	<b>débits des crues fréquentielles Q<sub>ma</sub></b> (m <sup>3</sup> /s)			
<b>Fréquence (%)</b>	10	5	2	1
<b>Période de retour (a)</b>	10	20	50	100
<b>P<sub>tc</sub> % (mm)</b>	19.78	23.43	28.19	31.73
<b><math>\alpha p</math> %</b>	0.60	0.625	0.65	0.70
<b>Q<sub>max</sub> p % (m<sup>3</sup>/s)</b>	8.95	11.04	13.82	16.75

**b. Formule de TURRAZA**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C_e P_{t_{cp}\%} S}{3,6 t_c} \frac{C_e I_{t_{cp}\%} S}{3,6} \dots \dots \dots (III.25)$$

S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) **S = 3,12 Km<sup>2</sup>**.

C<sub>e</sub> : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

P<sub>t<sub>cp</sub>%</sub> : pluies de durée égale au temps de concentration (mm)

I<sub>t<sub>cp</sub>%</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée.

**Tableau III.21.** Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode TURRAZA

Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour	10	20	50	100
P <sub>t<sub>c</sub></sub>	19.78	23.43	28.19	31.73
c <sub>e</sub>	0.600	0.625	0.650	0.700
Q <sub>max p %</sub> (m <sup>3</sup> /s)	7.39	9.13	11.42	13.84

**c. Formule de MALLET-GAUTHIER**

$$Q_{\max, p\%} = 2 K \log \left( 1 + \frac{S}{\sqrt{11.26} L_p} \sqrt{1 + 4 \log T - \log(S)} \right) \dots \dots \dots (IAP)$$

S : superficie du Bassin versant, (Km<sup>2</sup>), **S = 3,12 Km<sup>2</sup>**

P : pluie moyenne annuelle en (mm), **P = 0,37654 mm**.

A : Coefficient régionale, **A = 20**.

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3, **K = 2**

T : période de retour en années.

L<sub>p</sub> : longueur du talweg principale en (km), **L<sub>p</sub> = 2,84 Km**.

**Tableau III.22.** Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode MALLET-GAUTHIER.

	débits des crues fréquentielles Q <sub>ma</sub> (m <sup>3</sup> /s)			
Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour (a)	10	20	50	100
Q <sub>max p %</sub> (m <sup>3</sup> /s)	14,63	16,46	18.61	20,10

**III.5.1. Choix du débit de crues**

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on remarque que les valeurs obtenues par la méthode de TURRAZA sont proches à la moyennes des trois méthodes.

Et comme la méthode de SOKOLOVSKY tient compte de plus de paramètres surtout des pluies à courtes durées qui sont responsables de la génération des crues exceptionnelles, on considère les débits obtenus par cette méthode comme les débits de crues de dimensionnement.

**III.5.2. Hydrogramme de crue**

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

• la montée de la crue :  $Q_m = Q_{max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.27)$   
 ( t m )

• la décrue :  $Q_d = Q_{max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \dots\dots\dots(III.28)$   
 ( t d )

Avec :  $t_m$  : Temps de montée de la crue,  $t_m = t_c$  (Selon SOKOLOVSKY)

$t_d$  : Temps de la décrue  $t_d = \delta t_m$ .

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

**Tableau III.23.** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$ .

Condition	$\delta$
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

pour notre bassin on prend :  $\delta = 2.5$

x et y : Puissance des courbes  $x=2, y=3$

Donc :  $Q_m = Q_{max} \left( \frac{t}{1,39} \right)^2$

( - )<sup>3</sup>

$\sigma_d = 0.348$   
x ( 3.48 )

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le tableau III.24.

**Tableau III.24.** Débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue.

Temps (heurs)	Période de retour (ans)			
	10	20	50	100
	<b>Qmax (10%)</b>	<b>Qmax (5%)</b>	<b>Qmax (2%)</b>	<b>Qmax (1%)</b>
0	0	0	0	0
0.25	0.2895	0.3571	0.4471	0.5418
0.5	1.1581	1.4285	1.7882	2.1673
0.75	2.6056	3.2141	4.0235	4.8765
1	4.6323	5.714	7.1528	8.6693
1.25	7.2379	8.9281	11.1763	13.5458
1.39	8.95	11.04	13.82	16.75
1.5	8.1278	10.0258	12.5505	15.2113
1.75	6.4498	7.956	9.9594	12.0709
2	5.0203	6.1927	7.752	9.3956
2.25	3.8193	4.7112	5.8976	7.1479
2.5	2.827	3.4872	4.3653	5.2908
2.75	2.0235	2.496	3.1245	3.7869
3	1.3887	1.713	2.1443	2.599
3.25	0.9029	1.1137	1.3942	1.6897
3.5	0.5461	0.6736	0.8432	1.022
3.75	0.2984	0.368	0.4607	0.5584
4	0.1398	0.1725	0.2159	0.2617
4.25	0.0506	0.0624	0.0782	0.0947
4.5	0.0108	0.0133	0.0166	0.0201
4.75	0.0004	0.0005	0.0006	0.0007
4.87	0	0	0	0

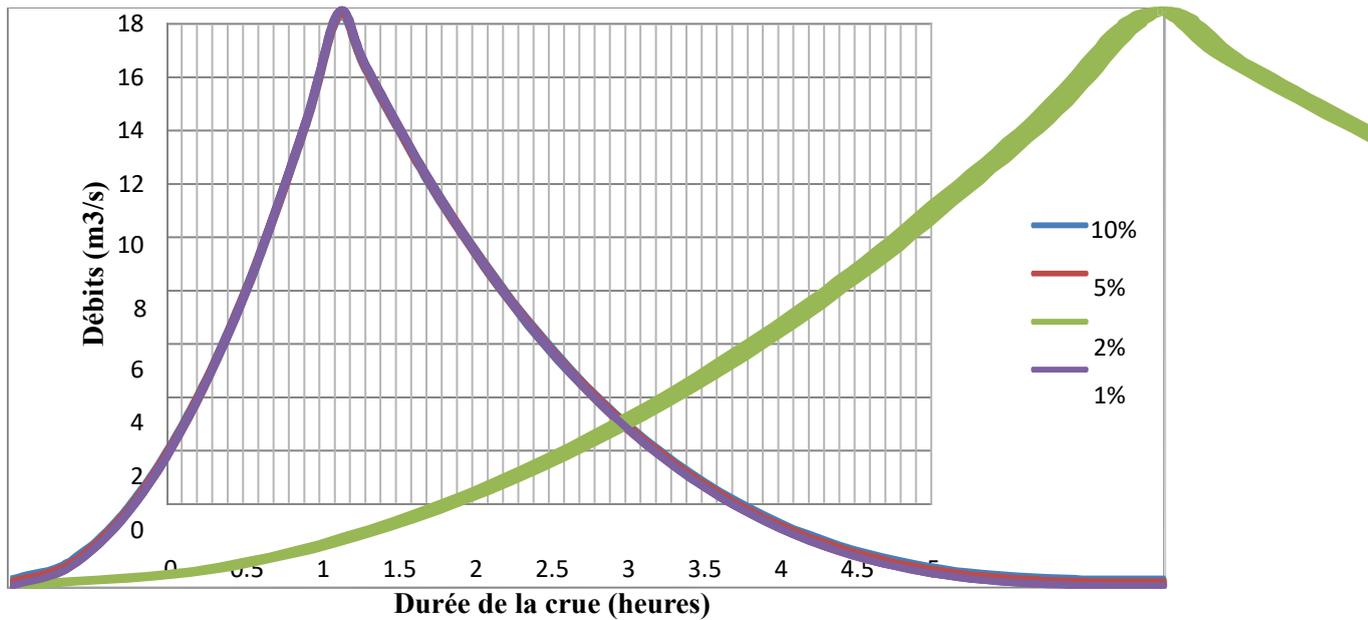


Figure III.12 : Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour

### III.5.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer.

Le passage de cette crue 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 la crue de projet, on adopte une période de retour  $T=100$ ans tandis qu'on adopte une période  $T=20$ ans pour la crue des travaux.

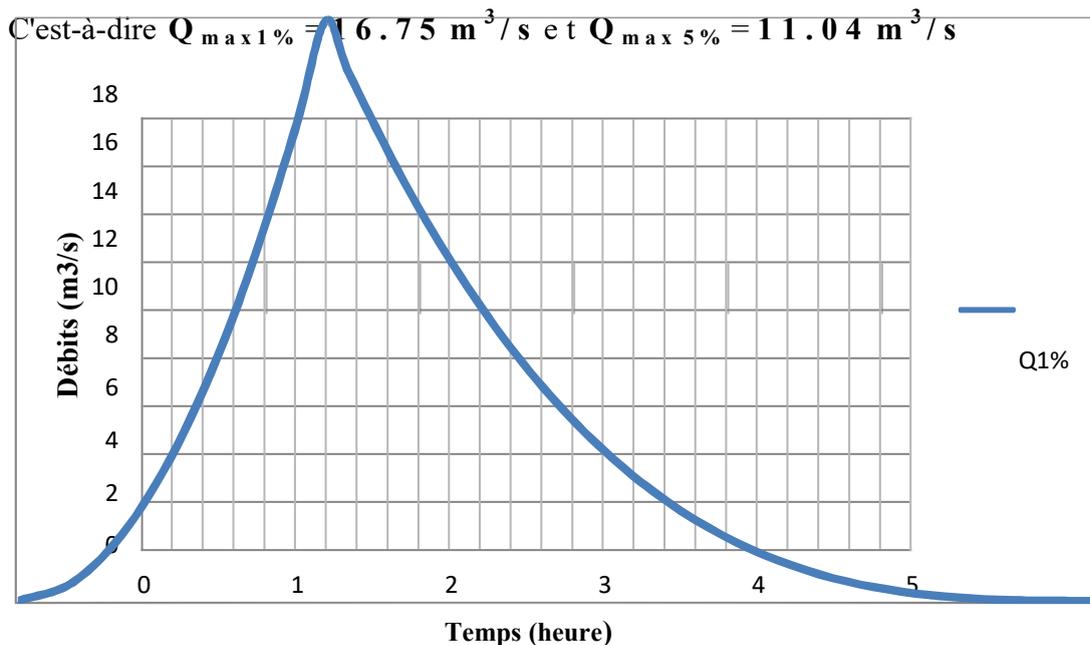


Figure III.13 : Hydrogramme de crue de projet (Q1%).

**III.6. Régularisation des débits :**

L'étude de la régularisation de retenue à pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

- Les paramètres de la retenue.
- Le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de barrage afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- ✓ Apports moyens mensuels.
- ✓ Répartition statique des apports.
- ✓ Modulation de la demande.
- ✓ Evaporation.
- ✓ Courbes hauteur – capacité – surface.
- ✓ Infiltration.

**III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue :**

La côte minimale est de 1088 m et la côte maximale est de 1102 m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots \dots \dots (III.29)$$

$S_i$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$

$S_{i+1}$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$

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

$\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives

On représente les caractéristiques topographiques suivantes :

Courbe capacité hauteur  $H=f(V)$

Courbe surface hauteur.  $H=f(S)$

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

**Tableau III.24.** les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

<b>Hauteur (m)</b>	<b>Cote (mNGA)</b>	<b>Surface partielle ( m<sup>2</sup>)</b>	<b>Surface cumulée (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Hauteur (m)</b>
0,00	1088,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	1089,00	975,00	975,00	650,00	1,00
2,00	1090,00	1266,00	2241,00	2258,00	2,00
3,00	1091,00	1823,00	4064,00	5410,50	3,00
4,00	1092,00	1667,00	5731,00	10308,00	4,00
5,00	1093,00	1809,00	7540,00	16943,50	5,00
6,00	1094,00	2315,00	9855,00	25641,00	6,00
7,00	1095,00	3068,00	12923,00	37030,00	7,00
8,00	1096,00	3137,00	16060,00	51521,50	8,00
9,00	1097,00	3759,00	19819,00	69461,00	9,00
10,00	1098,00	3753,00	23572,00	91156,50	10,00
11,00	1099,00	5194,00	28766,00	117325,50	11,00
12,00	1100,00	4982,00	33748,00	148582,50	12,00
13,00	1101,00	5653,00	39401,00	185157,00	13,00
14,00	1102,00	6592,00	45993,00	227854,00	14,00

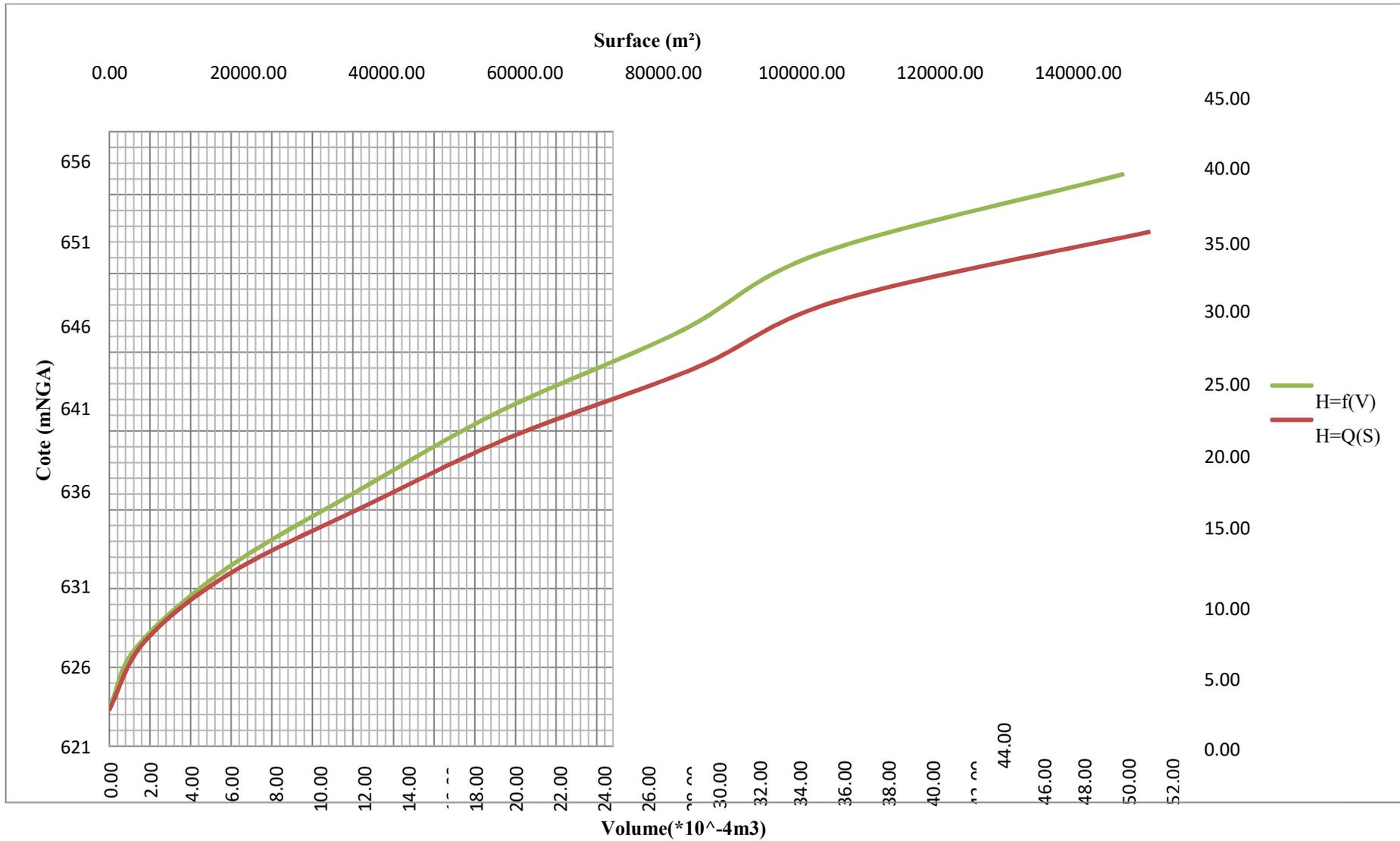


Figure III.14 : Courbes Hauteur- Capacité- Surface.

### III.6.2. Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au Tableau III.25.

**Tableau III.25.** Répartition mensuelle des besoins

Mois	Besoin (m3/ha/an)	Besoin (%)	12ha	15ha	18ha	20ha	25ha	30ha
Septembre	750	15	9000	11250	13500	15000	18750	22500
Octobre	0	0	0	0	0	0	0	0
Novembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Décembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Janvier	0	0	0	0	0	0	0	0
Février	0	0	0	0	0	0	0	0
Mars	0	0	0	0	0	0	0	0
Avril	250	5	3000	3750	4500	5000	6250	7500
Mai	750	15	9000	11250	13500	15000	18750	22500
Juin	1000	20	12000	15000	18000	20000	25000	30000
Juillet	1250	25	15000	18750	22500	25000	31250	37500
Août	1000	20	12000	15000	18000	20000	25000	30000
Totale	5000	100	60000	75000	90000	100000	125000	150000

D'après le tableau au-dessus on considère des besoins de l'ordre 5000 m<sup>3</sup>/ha, la surface totale à irriguer est dans les environs de **12 ha**, le volume d'eau perdu sur cette surface est de :

$$V_{\text{Irrig}} = 60000 \text{ m}^3/\text{h/an.}$$

### III.6.3. Répartition mensuelle de l'apport A80% :

La répartition mensuelle de l'apport A80% est donnée dans le Tableau III.26.

**Tableau III.26.** Répartition mensuelle des apports A80%.

Mois	S	O	N	D	J	F	
A%	6.726	8.466	10.769	13.112	14.236	12.191	
A (m <sup>3</sup> )	7530.60	9477.61	12056.90	14679.93	15937.39	13648.00	
Mois	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
A%	10.527	9.368	8.047	3.837	0.976	1.744	<b>100.000</b>
A (m <sup>3</sup> )	11785.27	10487.88	9009.12	4295.69	1092.88	1952.57	<b>111954.23</b>

### III.6.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

---

---

**Méthode de calcul :**

On utilise la méthode du bilan d'eau par les étapes suivants :

- ✓ 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 de Septembre jusqu'au mois de Mai.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots (III.30)$$

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

➤ **1<sup>ère</sup> Consigne d'exploitation :**

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

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

➤ **2<sup>ème</sup> Consigne d'exploitation :**

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

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.27.

Tableau III.27. Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.

Mois	A <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	A-U (m <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )
oct	9477.61	0	9477.61	0	26872.35	0		26872.35	0
nov	12056.9	0	12056.9	36349.96	36349.96	0	-25081.49	26872.35	51953.84
dec	14679.93	0	14679.93	48406.86	48406.86	0	-15603.88	-15603.88	0
jan	15937.39	0	15937.39	63086.79	60000.61	3086.18	-3546.98	-3546.98	0
fév	13648	0	13648	75938	60000.61	15937.39	11132.95	11132.95	0
mars	11785.27	0	11785.27	73648.61	60000.61	13648	27070.34	27070.34	0
avr	10487.88	3000	7487.88	71785.88	60000.61	11785.27	40718.34	40718.34	0
mai	9009.12	9000	9.12	67488.49	60000.61	7487.88	52503.61	52503.61	0
juin	4295.69	12000	-7704.31	60009.73	60000.61	9.12	59991.49	59991.49	0
juil	1092.88	15000	-13907.12	52296.3	52296.3	0	60000.61	60000.61	0
aout	1952.57	12000	-10047.43	38389.18	38389.18	0	52296.3	52296.3	0
sep	7530.6	9000	-1469.4	28341.75	28341.75	0	38389.18	38389.18	0
Total	<b>111953.84</b>	<b>60000</b>	<b>51953.84</b>	26872.35	26872.35	0	28341.75	28341.75	0
						<b>51953.84</b>	26872.35	26872.35	<b>51953.84</b>

D'après le tableau, On a :  $V_s = 85082.1\text{m}^3$ .

$$V_d = 33128.26\text{m}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps ( $V_s > V_d$ )

$$D'où : V_u = V_d = 33128.26 \text{ m}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (III.31)$$

$$D'où : V_{NNR} = V_u + V_m = 33128.26 + 26872.35$$

$$V_{NNR} = 60000.61\text{m}^3$$

Donc : **N N R = 1 0 9 6 . 4 7 m N G A .**

Avec :  $V_{rf}$  = Volume de remplissage final ( $\text{m}^3$ ).

$V_{ri}$  = Volume de remplissage initial ( $\text{m}^3$ ).

$V_{ev}$  = Volume excédentaire à évacuer ( $\text{m}^3$ ).

### III.6.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont les Pertes par évaporation et les pertes par infiltration.

#### A ) Pertes par évaporation :

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.28.** Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	Aoû
Evaporation (mm)	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
Evaporation (mm)	9,77	7,22	4,69	3,56	3,49	3,65	5,48	6,82	9,44	13,2	17,0	15,62

Source : O.N.M.

Le volume évaporé est :

$$V_{ép} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (I$$

II.32) Avec:

$E_s$  : Evaporation mensuelle (mm)

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

Le volume moyen :  $V_{moy} =$  

#### B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \delta \cdot \frac{V_{moy}}{24}$$

..... (III.33)

Avec :

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

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

**Tableau III.29.** Coefficient  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques

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

Pour notre cas on prend une valeur de 5% pour toute l'année, donc pour chaque mois le volume infiltré égale à 0.5% du volume moyenne.

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.30.** volume des pertes dans la retenue

Mois	Vmoy (m <sup>3</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Eva (mm)	Veva (m <sup>3</sup> )	Vinf (m <sup>3</sup> )	Π (m <sup>3</sup> )
<b>Oct</b>	31611.16	11499.00	143	1644.36	158.06	1802.41
<b>Nov</b>	42378.41	14156.00	93	1316.51	211.89	1528.40
<b>Déc</b>	54203.74	16627.00	70	1163.89	271.02	1434.91
<b>Jan</b>	60000.61	17874.00	69	1233.31	300.00	1533.31
<b>Fév</b>	60000.61	17874.00	72	1286.93	300.00	1586.93
<b>Mar</b>	60000.61	17874.00	108	1930.39	300.00	2230.40
<b>Avr</b>	60000.61	17874.00	135	2412.99	300.00	2712.99
<b>Mai</b>	60000.61	17874.00	186	3324.56	300.00	3624.57
<b>Jou</b>	56148.46	17044.00	261	4448.48	280.74	4729.23
<b>Jui</b>	45342.74	14784.00	337	4982.21	226.71	5208.92
<b>Aou</b>	33365.47	11975.00	309	3700.28	166.83	3867.10
<b>Sep</b>	27607.05	10393.00	193	2005.85	138.04	2143.88

Tableau III.31. Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.

Mois	A <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	Π (m3)	A-U-Π (m <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
					V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )
Oct	9477.61	0	1802.41	7675.20	26872.35	26872.35	0	0	26872.35	0
					34547.55	34547.55	0	19197.15	26872.35	7675.20
Nov	12056.9	0	1528.40	10528.50	45076.05	45076.05	0	16343.85	26872.35	10528.50
					58321.07	58321.07	0	25525.26	26872.35	1347.09
Dec	14679.93	0	1434.91	13245.02	72725.15	79565.19	6840.04	38770.28	38770.28	0
					91626.26	79565.19	12061.07	53174.36	53174.36	0
Jan	15937.39	0	1533.31	14404.08	89120.07	79565.19	9554.87	65235.43	65235.43	0
					84340.08	79565.19	4774.89	74790.30	74790.30	0
Fév	13648	0	1586.93	12061.07	75949.74	75949.74	0	79565.19	79565.19	0
					63516.21	63516.21	0	75949.74	75949.74	0
Mars	11785.27	0	2230.40	9554.87	44400.17	44400.17	0	63516.21	63516.21	0
					30485.63	30485.63	0	44400.17	44400.17	0
Avr	10487.88	3000	2712.99	4774.89	26872.35	26872.35	0	30485.63	30485.63	0
							19550.79	26872.35	26872.35	19550.789
Mai	9009.12	9000	3624.57	-3615.45						
Juin	4295.69	12000	4729.23	-12433.54						
Juil	1092.88	15000	5208.92	-19116.04						
Aout	1952.57	12000	3867.10	-13914.53						
Sep	7530.6	9000	2143.88	-3613.28						
Total	111953.84	60000	32403.051		26872.35	26872.35	0	30485.63	30485.63	0
							19550.79	26872.35	26872.35	19550.789

D'après le tableau III.31 on a :

$$V_{s'} = 72243.63 \text{ m}^3$$

$$V_{d'} = 52692.84 \text{ m}^3$$

$$V_{s'} > V_{d'} \quad \text{d'où} : V_{u'} = V_{d'} = 52692.84 \text{ m}^3$$

$$\text{Le niveau normal de la retenue} : V_{NNR} = V_m + V_{u'} = 79565.19 \text{ m}^3$$

**C) Estimation de l'erreur :**

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad \zeta < 2\% \quad \dots \dots \dots \text{(III.34)}$$

$$\zeta = \frac{52692.84 - 33128.26}{52692.84} \cdot 100 = 37.13\%$$

La condition (  $\zeta < 2\%$  ) n'est pas vérifiée, donc on est obligé de faire une deuxième approximation.

Dans cette dernière volume moyen utilisé pour le calcul des pertes est :

$$V'_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{rf}}{2} \dots \dots \dots$$

( III.35 ) On trouve aussi que :  $\zeta' = 4.68 > 2\%$

On fait une troisième approximation

$$\text{avec : } V''_{moy} = \frac{V_{ri}' + V_{rf}'}{2}$$

on trouve que : (  $\zeta' = 0.42\%$  )  $< 2\%$ , La condition est vérifiée.

Les résultats de calcul de la deuxième et troisième approximation des nouvelles pertes totales et de régularisation sont représentés respectivement dans les tableaux de l'Annexe III.3.

Maintenant, on peut calculer le volume utile :

$$\text{On a : } V_s = 70724.79 \text{ m}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 55510.92$$

$$\text{m}^3 \quad \text{Donc : } V_u = V_d$$

$$V_u = 55510.92$$

$$\text{m}^3 \cdot V_{NNR} = 82383.$$

$$27 \text{ m}^3.$$

$$NNR = 1097.60 \text{ m}^3 \text{ NGA.}$$

### III.7. Laminage des crues :

Il existe plusieurs méthodes pour faire l'étude de laminage, la méthode de Hindelblat, Kotcherine, Blackmore et Step par Step.

On calcule avec la méthode Kotcherine.

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t) \cdot dt = q(t) \cdot dt + S(t) \cdot dH \dots \dots \dots$$

..... (III. 36) Avec :  $Q_c(t)$  : débit de crue entrant à l'instant (t).

$q(t)$  : débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé)

$S$  : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q - q) \cdot dt = S \cdot dH \quad \text{ou} \quad Q - q = S \frac{dH}{dt} \dots \dots \dots \text{(III. 37)}$$

$\frac{dH}{dt}$  : représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

#### III.7.1. 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 considéré 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 . Procédé de calcul :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \left( 1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots \dots \dots \text{(III. 38)}$$

Avec :

$V_F$  : le volume d'eau en charge ( $m^3$ )

$V_C$  : le volume de la crue ( $m^3$ ).

$Q\%$  : le débit de la crue ( $m^3 / s$ )

$q_{lam}$  : le débit laminé ( $m^3 / s$ )

).

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left( 1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots \text{(III.39)}$$

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.

**B. Estimation de la charge au dessus du déversoir :**

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (III.40)$$

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 0,49.

g : l'accélération de la pesanteur [ g = 9,81 m<sup>2</sup>/s ] . b : largeur du déversoir (m) .

H : la charge sur le déversoir .

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \dots \dots \dots (III.41)$$

$$Et : S = L \cdot (H + P) \dots \dots \dots (III.42)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V<sub>moy</sub>) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots \dots \dots (III.43)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 8 et 20 mètres.

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \dots \dots \dots (III.44)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots \dots \dots (III.45)$$

Où :

Ho : est la charge globale (m).

P : la hauteur de pelle (m).

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

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q<sub>lam</sub>, 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 représentées au dessus sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et b, Les relations s'ajustent automatiquement.

**Tableau III.28.** Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.

<b>D o n n é e s i n i t i a l e s</b>	
g	9 , 8 1 m <sup>2</sup> /s
α	1
Q 1 %	1 6 . 7 4 9 m <sup>3</sup> /s
V c r u e 1 %	1 4 6 8 3 0 . 5 m <sup>3</sup>
m	0 , 4 9
P	1 m

Tous les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau III.29.** 1ère étape de calcul.

<b>Largeur (m)</b>	<b>Hauteur (m)</b>	<b>Débit (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vitesse (m<sup>2</sup>/s)</b>	<b>Vforcé (m<sup>3</sup>)</b>
8	1.75	40.197	22	1.827	44616.73
10	1.5	39.873	25	1.595	37116.73
12	1.25	36.399	27	1.348	30116.73
14	1	30.386	28	1.085	22616.73
16	0.75	22.556	28	0.806	16116.73
18	0.5	13.813	27	0.512	10616.73
20	0.25	5.4261	25	0.217	5616.73

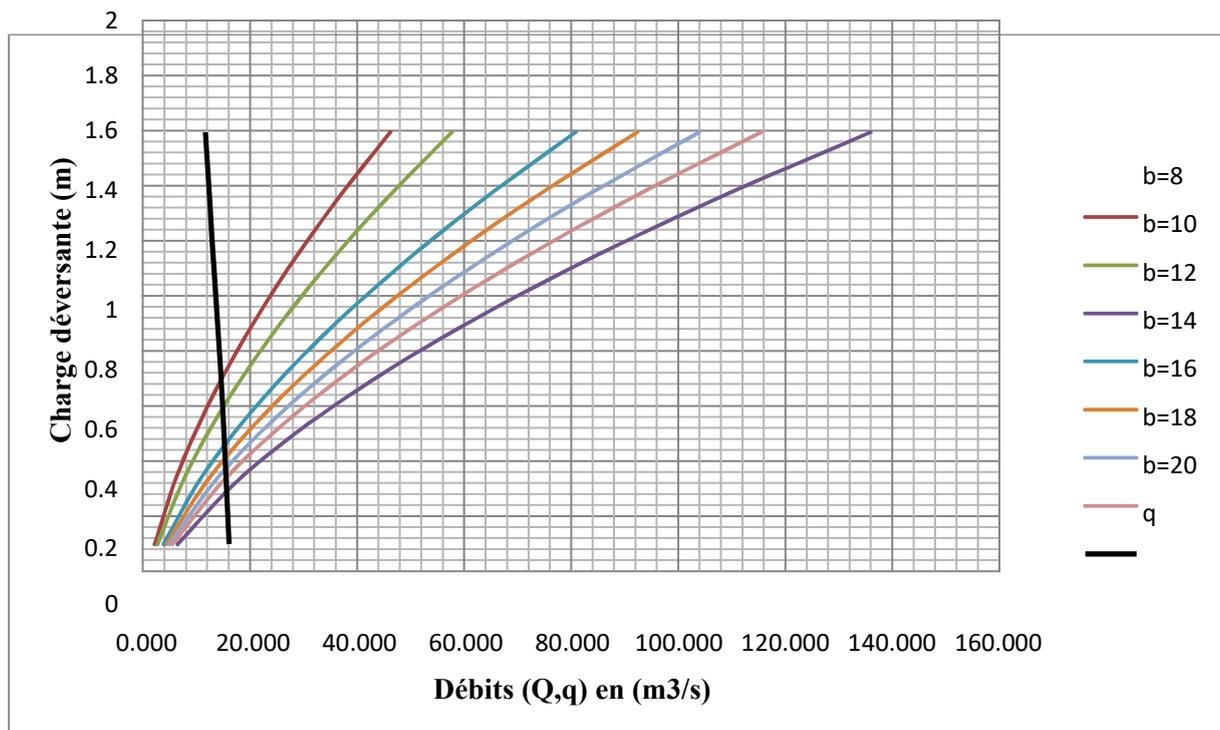
**Tableau III.30.** 2ème étape de calcul (détermination de H0 et Q en fonction deb)

<b>Hauteur (m)</b>	<b>Vitesse (m<sup>2</sup>/s)</b>	<b>H0 (m)</b>	<b>Débits (m<sup>3</sup>/s)</b>						
			<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>
<b>1.75</b>	1.827	1.920	46.200	57.750	135.976	80.850	92.399	103.949	115.499
<b>1.5</b>	1.595	1.630	36.123	45.153	106.316	63.215	72.245	81.276	90.306
<b>1.25</b>	1.348	1.343	27.013	33.766	79.505	47.273	54.026	60.779	67.532
<b>1</b>	1.085	1.060	18.950	23.688	55.774	33.163	37.900	42.638	47.375
<b>0.75</b>	0.806	0.783	12.032	15.040	35.413	21.056	24.064	27.072	30.080
<b>0.5</b>	0.512	0.513	6.386	7.983	18.796	11.176	12.772	14.369	15.965
<b>0.25</b>	0.217	0.252	2.202	2.752	6.480	3.853	4.404	4.954	5.504

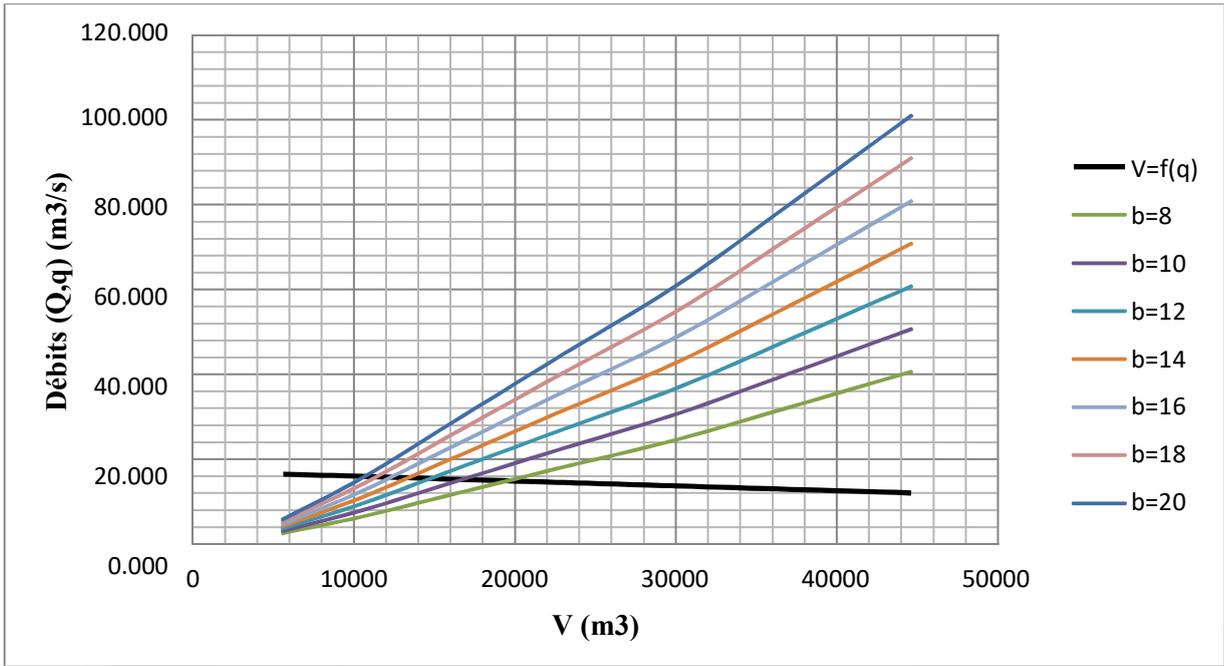
**Tableau III.31.** 3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de  $H$ ,  $b$  et  $V_f$ ).

Hauteur (m)	Vch (m <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)	Débits (m <sup>3</sup> /s)						
			8	10	12	14	16	18	20
1.75	44616.73	11.660	40.197	50.246	60.295	70.345	80.394	90.443	100.492
1.5	37116.73	12.516	31.899	39.873	47.848	55.823	63.797	71.772	79.747
1.25	30116.73	13.314	24.266	30.333	36.399	42.466	48.532	54.599	60.665
1	22616.73	14.170	17.363	21.704	26.045	30.386	34.727	39.068	43.409
0.75	16116.73	14.911	11.278	14.097	16.917	19.736	22.556	25.375	28.195
0.5	10616.73	15.539	6.139	7.674	9.208	10.743	12.278	13.813	15.347
0.25	5616.73	16.109	2.170	2.713	3.256	3.798	4.341	4.883	5.426

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.13 et III.14



**Figure III.13 :** courbes du débit en fonction la hauteur.



**Figure III.14 :** courbe du volume en fonction du débit.

**Tableau III.32.** Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.

Largeur (m)	Hauteur (m)	NPHE m.NGA	$Q_L$ (m <sup>3</sup> /s)	$V_{forcé}$ (m <sup>3</sup> )
8	0.85	1098.45	15.4	102750
10	0.74	1098.34	15.2	98400
12	0.62	1098.22	15.1	96000
14	0.58	1098.18	14.9	94500
16	0.54	1098.14	14.6	93000
18	0.49	1098.09	14.4	91750
20	0.44	1098.04	12.2	91000

### III.9. 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.9.1. 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 :

$$V_B = \sum V_i \quad \dots \dots \dots (III.46)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \dots \dots \dots (III.47)$$

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

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

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

$$\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H \right] \dots \dots \dots (III.48)$$

$B_i$  : Largeur de base [ $B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b$ ] ..... (III.49)

$m_1$  et  $m_2$  : Fruits des talus.

$b$  : Largeur en crête (m).

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

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots \dots \dots$$

..... (III.50)  $R$  : Revanche en (m).

$t$  : Tassement en (m).

**a) Calcul de la revanche :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

➤ **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (III.51)$$

Avec :

$$H = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (III.52)$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H \dots \dots \dots$$

(III.53)  $V$  : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

$F$  : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et vers le barrage ( $F = 0.402 \text{ km}$ ).

**A.N :**  $H = 0.76 \text{ m}$  et  $V = 3.02 \text{ m/s}$

Donc :  $R = 1.03 \text{ m}$

➤ **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (III.54)$$

Avec:

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots \dots \dots (III.55)$$

$$V = 1.5 + 2 H \quad \dots \dots \dots (III.56)$$

**A.N :**  $H = 0.71 \text{ m}$  et  $V = 2.92 \text{ m/s}$

$$R = 1.14 \text{ m}$$

➤ **Formule Simplifiée:**

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \dots \dots \dots \text{(III. 57)}$$

A.N :  $R = 1.19 \text{ m}$

On prend la valeur correspond à la formule **Simplifiée**.

Donc : **R = 1.20 m**.

**a) Calcul du Tassement :**

Le tassement de la digue est calculé les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots \dots \dots$$

$$\text{(III. 58)} T = 0.001 H_b^{3/2} \dots \dots \dots$$

... (III. 59) D'où :

T = Tassement de la crête du barrage.  
 $H_b$  = Hauteur du barrage.

On admet une valeur de tassement  $t=0.1\text{m}$ .

**b) Largeur en crête :**

➤ **Formule de KNAPEN :**

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots \dots \dots \text{(III. 60)}$$

➤ **Formule de F-PREECE:**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots \dots \dots \text{(III. 61)}$$

➤ **Formule Anonyme (simplifiée):**

$$b_{cr} = 3,6 \cdot \sqrt[3]{H_b} - \dots \dots \dots \text{(III. 62)}$$

➤ **Formule pratique :**

$$b_{cr} = 5 / 3 \sqrt{H_b} \dots \dots \dots \text{(III. 63)}$$

$H_b$  : Hauteur du barrage (m)

On présente les résultats dans le tableau III.32

**Tableau III.32.** Variation de la hauteur du barrage.

Largeur (m)	Hauteur (m)	NPHE m.NGA	$Q_L$ ( $m^3/s$ )	$V_{\text{forgé}}$ ( $m^3$ )	R (m)	T (m)	Cote du crete m.NGA	$H_{\text{barrage}}$ (m)
8	0.85	1098.45	15.4	102750	1.2	0.1	1099.74	11.74
10	0.74	1098.34	15.2	98400			1099.63	11.63
12	0.62	1098.22	15.1	96000			1099.51	11.51
14	0.58	1098.18	14.9	94500			1099.47	11.47
16	0.54	1098.14	14.6	93000			1099.43	11.43
18	0.49	1098.09	14.4	91750			1099.38	11.38
20	0.44	1098.04	14.2	91000			1099.33	11.33

**Tableau III.33.** Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.

b (m)	H (m)	$H_b$ (m)	KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE
8	0.85	11.74	5.65	4.77	5.18	5.71
10	0.74	11.63	5.63	4.75	5.16	5.68
12	0.62	11.51	5.60	4.73	5.13	5.65
14	0.58	11.47	5.59	4.73	5.12	5.64
16	0.54	11.43	5.58	4.72	5.11	5.63
18	0.49	11.38	5.57	4.71	5.10	5.62
20	0.44	11.33	5.55	4.70	5.09	5.61

On opte pour une largeur de crete égale à :  $b_{cr} = 6$

**m . a) Calcul du coût de la digue :**

on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, mais à l'aide du profil longitudinal de l'axe du barrage, en utilisant les formules citées ci-dessus. (Voire l'annexe III.4).

La longueur de la crete est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **133,58m**.  
Le cout de chaque digue est représenté dans le tableau III.34, sachant que le prix d'un  $m^3$  en remblais est de **500 DA**.

**Tableau III.34.** Cout des digues.

<b>Digues N°</b>	<b>B (m)</b>	<b>Hdev (m)</b>	<b>V (m³)</b>	<b>cout (DA)</b>
1	8	0.85	30478.592	15239296
2	10	0.74	29799.45	14899725
3	12	0.62	29057.699	14528850
4	14	0.58	28810.839	14405419
5	16	0.54	28549.166	14274583
6	18	0.49	28241.696	14120848
7	20	0.44	27934.589	13967294

**III.9.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :**

**a) 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.

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left| \frac{X}{H} \right|^{1,80} \dots \dots \dots (III.64)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :  $V_{\text{dév}} = S * B \dots \dots \dots (III.65)$

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

B : Largeur déversante (m).

Le mètre cube en béton est estimé à **36000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau III.35. Coût du déversoir.**

<b>Profil N°</b>	<b>b (m)</b>	<b>Hdév (m)</b>	<b>S (m²)</b>	<b>V (m³)</b>	<b>Coûts (DA)</b>
1	8	0.85	1.6909	13.5270	<b>486 973.19</b>
2	10	0.74	1.8070	18.0705	<b>650 536.97</b>
3	12	0.62	2.0057	24.0684	<b>866 461.90</b>
4	14	0.58	2.0255	28.3574	<b>1 020 865.54</b>
5	16	0.54	2.0853	33.3645	<b>1 201 121.08</b>
6	18	0.49	2.1583	38.8494	<b>1 398 579.97</b>
7	20	0.44	2.2893	45.7856	<b>1 648 279.82</b>

**b) Calcul du canal d'approche :**

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

D'où la hauteur totale du mur : **Hca = P + H + R** ... ..

(III.64) Avec : P : hauteur de pelle (m).

H : la lame déversante (m).

R : la revanche (m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à **41.85 m**.

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à **(0,3 m)**.

Le volume du canal d'approche est estimé par la formule :

$$V = S \cdot e = L \cdot Hca \cdot e \dots \dots \dots \text{(III.65)}$$

**Tableau III.35. Coût du canal d'approche.**

<b>N°</b>	<b>b (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>Hca (m)</b>	<b>S (m²)</b>	<b>V (m³)</b>	<b>Coûts (DA)</b>
<b>1</b>	8	0.85	3.05	127.6425	38.29275	1378539
<b>2</b>	10	0.74	2.94	123.039	36.9117	1328821.2
<b>3</b>	12	0.62	2.85	118.017	35.4051	1274583.6
<b>4</b>	14	0.58	2.78	116.343	34.9029	1256504.4
<b>5</b>	16	0.54	2.74	114.669	34.4007	1238425.2
<b>6</b>	18	0.49	2.69	112.5765	33.77295	1215826.2
<b>7</b>	20	0.44	2.64	110.484	33.1452	1193227.2

### III.9.3. Le coût total du barrage :

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

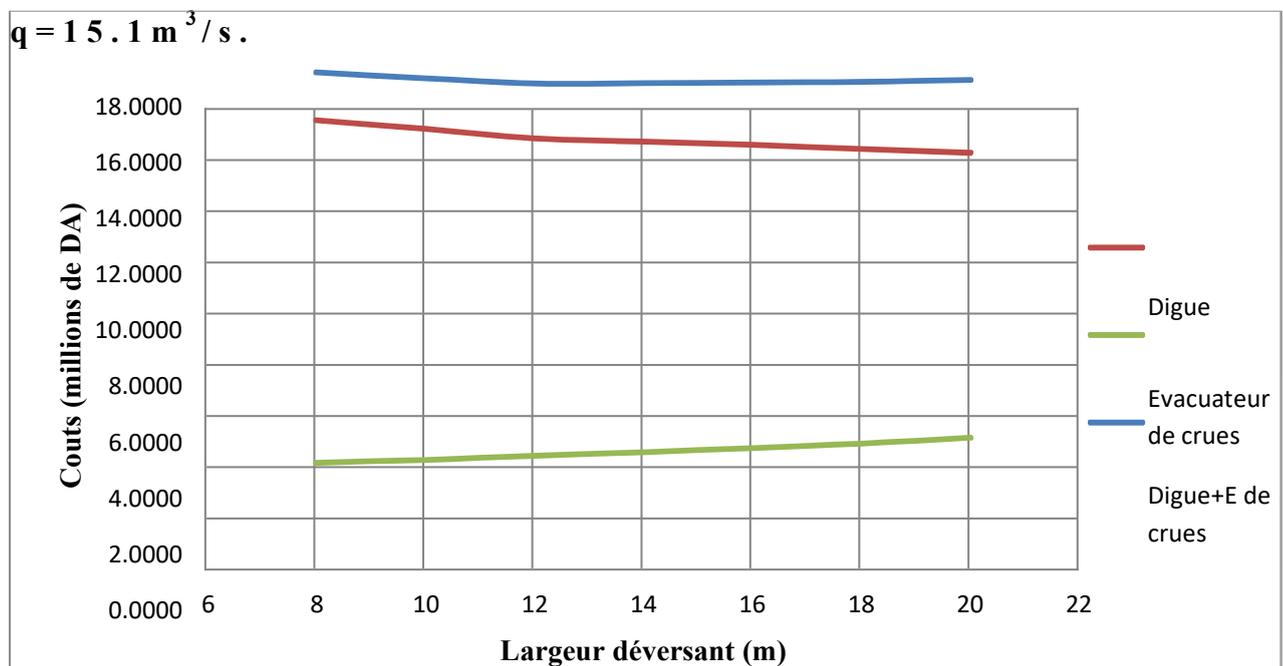
**Tableau III.36.** Coût Totale du barrage.

N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (Millions de DA)			
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	global
1	8	11.74	15.2393	0.4870	1.3785	17.1048
2	10	11.63	14.8997	0.6505	1.3288	16.8791
3	12	11.51	14.5288	0.8665	1.2746	16.6699
4	14	11.47	14.4054	1.0209	1.2565	16.6828
5	16	11.43	14.2746	1.2011	1.2384	16.7141
6	18	11.38	14.1208	1.3986	1.2158	16.7353
7	20	11.33	13.9673	1.6483	1.1932	16.8088

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.15, la largeur du déversoir donnant un coût économique est de : **b = 12 m**.

la charge déversante et le débit laminaire correspondant à la largeur optimale sont : **h = 0.62 m**,

**q = 15.1 m<sup>3</sup> / s.**



**Figure III.15 :** courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir

## Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé plusieurs paramètres concernant les caractéristiques de bassin, ainsi notre ambition est bien menée parce qu'on a déterminé des quantiles dont l'absence des données hydrométriques, suivant des formules empiriques avec comparaison des résultats. Et par des choix de calcul pour les cas défavorables, ensuite on cherche des dimensions optimales. Ces dernières sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.37.** Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.

<b>Dénomination</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
<b>Volume mort</b>	m <sup>3</sup>	2 6 8 7 2 . 3 5
<b>Volume utile</b>	m <sup>3</sup>	5 5 5 1 0 . 9 5
<b>Volume au NNR</b>	m <sup>3</sup>	8 2 3 8 3 . 2 7
<b>Cote du fond</b>	m N G A	1 0 8 8
<b>Cote du NVM</b>	m N G A	1 0 9 2 . 5
<b>Cote du NNR</b>	m N G A	1 0 9 7 . 6
<b>Cote NPHE</b>	m N G A	1 0 9 8 . 2 2
<b>Cote en crête</b>	m N G A	1 0 9 9 . 5 1
<b>Largeur en crête</b>	m	6
<b>Largeur du déversoir</b>	m	1 2

# **Chapitre IV:**

## **Etude des variantes**

**Introduction**

Après l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique, de notre zone Oeud ARIOUIA, on est obligé maintenant de faire une autre étude concernant le type du barrage favorable à l'implantation de cette retenue au niveau du site choisé, pour cela on va voir les déférentes types des barrages chacun avec des informations concernant sa structure.

On peut classer les barrages en deux catégories, les barrages en remblais et les barrages rigides.

**IV.1. Les barrages en remblais :****IV.1.1. Les barrages en terre :**

Ce sont des barrages souples de par leur grande aptitude aux déformations s'adaptent à presque toutes les fondations.

**IV.1.1.1. Différents types de barrages en terre :**

Les profils généralement retenus sont les suivants :

**A- Barrage en terre homogène :**

Le profil homogène en matériaux fins avec filtres et drains s'inscrit parfaitement dans les sites où les matériaux fins existent en quantité et en qualité et où les matériaux grossiers rocheux sont insuffisants ou inexistant. Il est souhaitable dans ce cas que l'eau nécessaire à l'humidification du limon ne soit pas très éloignée du site. Si l'eau n'est pas disponible à proximité, une étude est faite pour savoir s'il est plus intéressant de transporter l'enrochement (barrage zoné) ou l'eau (barrage homogène).

**B- Barrage en terre zonée :**

Le profil zoné avec un noyau constitué d'argile ou de limon, des recharges en enrochements et des transitions entre le noyau et les recharges, est le profil qui s'adapte le mieux aux sites où les matériaux fins existent en petite quantité et où les matériaux pour recharges sont abondants.

Au cas où les matériaux permettant de concevoir l'un ou l'autre profil sont disponibles sur le même site en quantité suffisante, le choix est porté en général sur la variante zonée qui présente par rapport à la variante homogène les avantages suivants :

- utilisation d'une faible quantité de matériaux fins nécessitant un contrôle plus coûteux .
- talus amont et aval plus raides favorisant ainsi la réduction du volume des remblais .
- réduction des délais d'exécution et par conséquent des risques de dégâts de crues.

- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible.

### **C- Barrage à masque amont :**

Le profil à masque amont est un profil qui s'adapte aux sites où les matériaux fins sont inexistantes et les enrochements disponibles en quantité.

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche tels que béton de ciment ou bitumineux, membranes souples etc. il propose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peu nécessiter suivant sa nature, un couche de protection.

L'inconvénient de ce profil est le gradient de sous pressions est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).

Le profil homogène ou zoné avec un évacuateur central est le profil qui s'adapte aux sites dont les rives présentent des fondations avec des caractéristiques médiocres. L'implantation de l'évacuateur de crues en rive entraînerait des dépenses importantes et une maintenance accrue après sa réalisation d'ou l'intérêt d'un évacuateur central sur le corps de la digue réalisé en gabions. Cette technique est également utilisée lorsque la topographie des rives n'est pas favorable.

la réalisation d'un évacuateur sur l'une des rives entraînerait de grosses quantités de terrassements et par conséquent un coût important.

### **IV.1.2. Les barrages en gabions :**

Les gabions se présentent sous forme de cages parallélépipédiques en grillage galvanisé à mailles hexagonales double torsion. Elles sont remplies de matériaux pierreux de granulométrie appropriée.

### **IV.1.3. Les barrages en enrochement :**

Un barrage en enrochement est essentiellement un tas de gros cailloux. La fonction de résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif. Mais le tas n'est pas imperméable par lui-même, et il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate de l'ouvrage.

#### **IV.1.3.1. Caractéristiques des barrages en enrochement :**

- Economique souvent dans les régions d'accès difficile car il y'a peu de transport à effectuer (les enrochements étant prélevés en place).

- Résiste assez bien aux séismes à condition que les pentes des parements y soient s'adoptées et que les enrochements du parement aval soient bien arrimés.
- Peu sensible aux températures excessives (chaud et froid), à condition d'être constitué d'enrochements de bonne qualité.
- Résiste très mal à la submersion.

#### **IV.2. Critères de choix d'un barrage :**

##### **IV.2.1. La morphologie du talweg et la qualité de la fondation :**

- Dans la plus part des reliefs de plaine ou de plateau, ou les vallées sont très peu marquées dans le paysage, le choix d'un barrage en terre s'impose .
- Les barrages souples en terre, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles, cependant on doit vérifier la bonne résistance mécanique .
- La nécessaire imperméabilité de la fondation commande la nature et la forme du dispositif d'étanchéité à prévoir sous le barrage.

##### **IV.2.2. La disponibilité en matériaux :**

Le choix est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en qualité et en quantité suffisantes .

Les matériaux de construction qu'ils existent dans la zone d'emprunt, elles ont un rôle important pour choisir le type du barrage.

Généralement, on utilise les matériaux suivants :

- **Granulats de béton :** graviers d'alluvions, sans matériaux organiques, granulats roulés et granulats concassés.
- **Matériaux des corps d'appui :** alluvions, moraines (si la fraction de fines n'est pas trop importante) pour les digues en terre, rocher concassé de carrière pour les barrages en enrochements.
- **Matériaux de filtre :** alluvions, matériaux de carrière (lavage)
- **Rip-Rap (protection de surface) :** blocs de rocher résistant à l'altération
- **Matériaux de noyau :** matériaux argileux, moraines, argiles
- **Ciment :** non disponible sur le site, transport.

**IV.2.3. Critères Socio-économiques :****1- La main d'œuvre :**

Les technologies employées sont relativement simples, mais nécessitent des équipes nombreuses, pas forcément très qualifiées, mais bien encadrées.

**2- Adéquation du choix du type de barrage avec les objectifs généraux du projet :**

On s'efforce de choisir un type dont la catégorie, la dimension et le coût soient en rapport avec l'utilisation prévue.

**3- Les sujétions d'entretien :**

Il faut prévoir des ouvrages qui présentent de bonnes garanties de longévité et nécessitent qu'un entretien limité.

**IV.3. Etude comparative :**

La disponibilité des matériaux nous permet d'éviter le choix d'une retenue en enrochement, pour cela on fait une étude comparative concernant les trois types du barrage en terre (homogène, à noyau et avec masque en béton).

Le calcul se fait avec :  $H_b = 11.51 \text{ m}$ ,  $b_{cr} = 6 \text{ m}$  et les pentes des talus sont choisis selon le tableau IV.2

**T a b l e a u I V . 2 :** fruits indicatifs des talus de barrage stables.

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

Dans notre cas on prendre les valeurs de pente pour 10<H<20

**VI.3.1. Calcul des coûts :**

Avant le calcul des coûts on doit calculer le volume de la digue de différentes variantes à l'aide de la formule suivante :

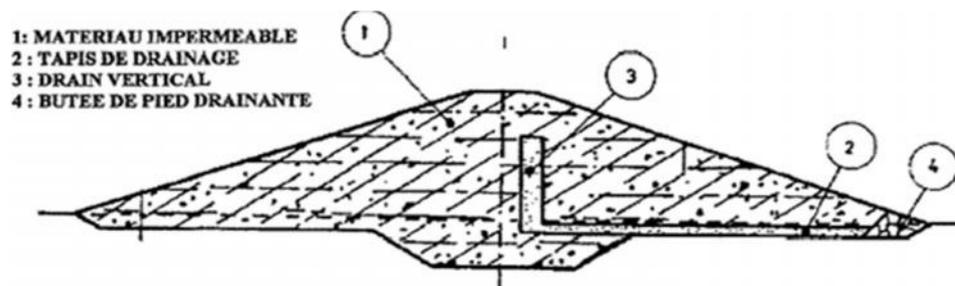
$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \quad \dots\dots\dots (IV.1)$$

$S_i$  : section transversal du profil (m<sup>2</sup>) .

$L_i$  : Distance horizontale séparant deux sections successives  $S_i$  et  $S_{i+1}$  .

**VI.3.1.1. Barrage homogène :**

Pour un barrage homogène en matériaux argileux, on prend les pentes de talus amont et aval :  $m_1=3$  et  $m_2=2,5$ .



**Figure IV.1 :** Barrage en terre homogène

**A. Dimensionnement du prisme de drainage :**

• **H a u t e u r :**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$$

$H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b=11.51m$ )

On prend  $H_p = 0.2H_b$

**A . N :  $H_p = 2.30 m$**

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 2.5m avec une côte de crête de 1090.5m. NGA.

• **L a r g e u r e n c r ê t e :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$$

On prend  $b_p = 1/3 H_p$

Mais on opte pour une largeur en crête de 3m disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

• **L a r g e u r e n b a s e :**

$$B = b_p + (m_1 + m_2)H_p$$

**A . N : B = 1 1 m**

• **F r u i t s d e s t a l u s :**

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ et } m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

On prend : **m<sub>1</sub> = 1.5 et m<sub>2</sub> = 2.5**

**B. Le drain vertical :**

Le drain vertical ou drain cheminée placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m. Ce rideau peut être mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée d'une profondeur de 1.5 à 2 m. Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE), plus ou moins un ou deux décimètres par sécurité.

On adopte un drain vertical de largeur de **1m**.

**R e m a r q u e :** On réalise sous la digue un drain vertical reliant avec un tapis drainant. plus un ou deux décimètres par sécurité.

**C - Dimensionnement du Drain Tapis :**

Le drain tapis diminue la longueur transversale de la digue :

$$\text{Donc : } L_d = m_2 \cdot H_b + e_1 \dots\dots\dots(IV.2)$$

e<sub>1</sub> = 1 m : épaisseur du drain vertical.

**A . N : L<sub>d</sub> = 2 9 . 7 8 m**

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots(IV.3)$$

l<sub>d</sub> : Largeur du drain nécessaire (m) .

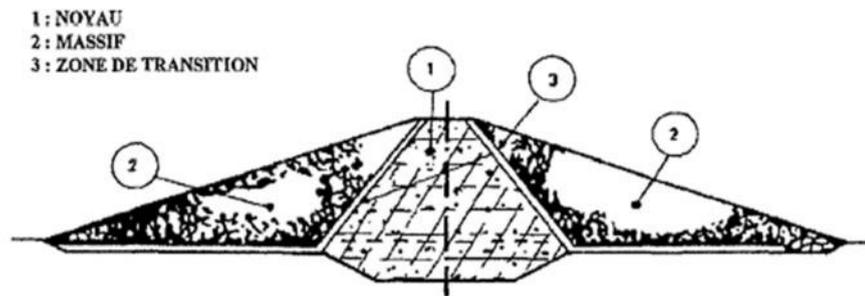
L : Distance horizontale entre la retenue et le drain .

H : différence de charge entre la retenue et le drain .

On prend : **l<sub>d</sub> = 1 m**

**VI.3.1.2. Barrage à noyau :**

On prend les pentes des talus amont et aval ( $m_1=3$  et  $m_2=3$ ).



**Figure IV.2 : Barrage à noyau**

**Prédimensionnement du noyau :**

• **Hauteur :**

La cote au plafond égale à celle du niveau des des plus hautes eaux (PHE).

$$H_n = NPHE - NF + 0.5 \dots\dots\dots(IV.4)$$

**A . N : H n = 1 0 . 7 2 m**

• **largeur en crête :**

Elle ne doit pas être inférieure à 2m .on prend une valeur de 3m.

• **les pentes des talus :  $m=0.25 - 0.8$**

On prend :  $m_1 = m_2 = 0,5$

• **Largeur en base :**

$$L_{base N} = 2 m H_N + b_{crN} \dots\dots\dots(IV.5)$$

**A . N : L<sub>base N</sub> = 1 3 . 7 2 m**

Le volume du noyau est donné par le tableau IV.3

**T a b l e a u I V . 3 : coût du noyau (barrage à noyau).**

Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	3	0	11.8592	20.2	119.77792
2	2.72	5.72	11.8592	42.7392	24.72	674.836224
3	6.72	9.72	42.7392	89.6192	29.06	1923.167552
4	10.72	13.72	89.6192	52.9592	24.25	1728.7631
5	7.72	10.72	52.9592	18.0792	19.7	699.72824
6	3.72	6.72	18.0792	0	15.65	141.46974
7	0	3	0	0	0	0

Total	133,58	5287,742776
-------	--------	-------------

**VI.3.1.3. Barrage en terre avec masque en béton :**

On prend les pentes des talus amont et aval ( $m_1=2,5$  et  $m_2=2,5$ ) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m.

**IV.4. Choix définitif du type de barrage :****T a b l e a u I V . 4 .** Coûts des différentes variantes.

variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unit (DA)	Coût ( DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge	28179.3	500	14089650	19229207.4
	Enrochement	1845.01	2500	4612517.4	
	Drain	878.4	600	527040	
Zoné	Recharge	25769.958	500	12884979	22759924.2
	Noyau	5287.742	600	3172645.2	
	Rip-Rap	5585.25	1200	6702300	
Avec masque	Recharge	29057.70	500	14528850	42203922
	Béton	768.752	36000	27675072	

D'après l'étude comparative et tout les critères représentés au dessus, ainsi les études géologiques, géotechniques, le choix de la retenue collinaire en terre avec une digue homogène est mieu adaptée et ne présente aucun risque ou un effet néfaste lors et après la réalisation de notre retenue de l'oued ARIOUIA.

# **Chapitre V :**

## **Etude de la variante choisie**

**V.1. Définition du profil général du barrage :**

L'étape suivante de l'étude consiste à définir le profil général du barrage.

**1) Longueur en crête :**

Elle est déterminée à partir du plan d'aménagement qui prend une valeur de  
 $L = 133,58 \text{ m}$ .

La hauteur du barrage :  $H_b = 11,51 \text{ m}$ .

La revanche :  $R = 1,20 \text{ m}$ .

**2) Pente des talus :**

La pente du talus est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

Pour le talus amont  $m_1 = 3$ , et pour le talus aval  $m_2 = 2.5$ .

**3) Les bermes :**

Les bermes sont exécutées pour les barrages de hauteur généralement supérieure à 15m, donc elles ne sont pas envisageable sur notre retenue.

**V.2. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau :****V.2.1. Protection des talus :**

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluies, aux renards et ce qui concerne la partie amont, à l'attaque des vagues. Il y-a donc lieu, de prévoir une protection des talus.

**1) Le talus aval :**

Il peut être protégé efficacement contre l'érosion par un enrochement de gravier de diamètre **40 à 120 mm**, la couche d'enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement par un épaisseur de **20 cm**.

**2) Le talus amont :**

On peut le protéger contre le battillage de vagues par un enrochement, un revêtement perméable (béton bitumeux ouvert), qui repose sur un filtre ou un traitement au ciment.

Pour notre cas, on choisit une protection en enrochement reposant sur un filtre inversé d'épaisseur 20cm, l'épaisseur de cet enrochement est varié entre 40 et 100 cm.

On détermine les dimensions de l'enrochement théoriquement par la formule :

$$e = C \cdot V^2 \dots \dots \dots (V.1)$$

**A v e c :**

e : épaisseur de la roche .



C : est un coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'engrènement ( $\theta = 2.5 \text{ t/m}^3$ ). La valeur de C est donnée par le tableau V.1

**Tableau V.1 :** Valeur de C en fonction de pente de talus et du poids spécifiques [6]

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifiques		
	$\theta = 2.50$	$\theta = 2.65$	$\theta = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

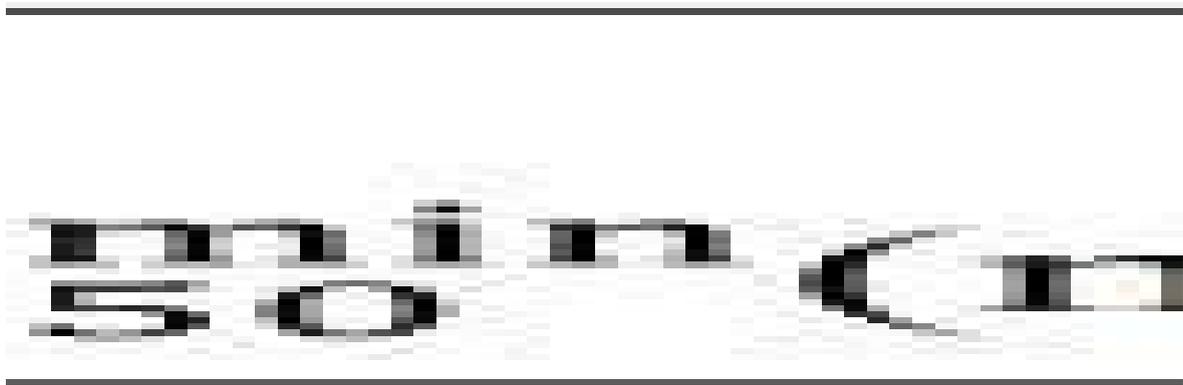
Donc :  $C = 0.028$

**A.N :  $e = 26 \text{ cm}$ .**

on opte un épaisseur de **30cm** d'engrènement.

On peut aussi déterminer par le tableau (V.2) l'épaisseur minimum de la couche d'engrènements ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

**Tableau V.2 :** Epaisseur de l'engrènement avec le diamètre [6].



D'après les deux méthodes de calcul d'épaisseur de l'engrènement, on opte un épaisseur de **50 cm** et un diamètre moyen de **30 cm** d'engrènement, Pour assurer une bonne protection du parement amont.

### V.2.2. protection de la crête :

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés. il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher tout stagnation des eaux (infiltration) et d'éviter leur concentration. On adopte des dévers amont et aval uniformes de 4% qui permet d'évacuer les eaux de pluie, par une couche en gravier bitumeux.

### V . 2 . 3 . Drains et filtres :

#### 1) Rôle des drains et filtres :

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage.

A ce effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant.

**Un drain** : est un organe qui évacue les eaux provenant d'une filtration à travers un massif.

**Un filtre** : est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

**Un drain et filtre** : sont le plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même de rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages.

#### 2) Constitution des drains et filtres :

➤ Les drains sont constitués, soit de gravier perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de graviers.

➤ Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméable, de granulométries plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins de terre drainées.

#### 3) Disposition des drains et filtres :

- **drain vertical:**

Le drain vertical ou drain cheminée placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de **1m**. Ce rideau peut être mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée d'une profondeur de **1.5 à 2m**. Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau, plus ou moins un ou deux centimètres par sécurité.

- **tapis drainant sous le talus aval :**

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène. Ce tapis est raccordé avec le drain vertical, les matériaux drainant, d'une épaisseur de **0.6m** pour la couche du gravier et **0.3m** pour le sable grossier, s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de barrage.



Les fruits talus du drain tapis sont :

$$m_1 = 1.5 \text{ et } m_2 = 2.5$$

✓ **Dimensionnement du drain tapis :**

Longueur du drain :  $L_d = 29.78 \text{ m}$

La largeur du drain :  $l_d = 1 \text{ m}$

✓ **Dimensionnement de prisme aval:**

La hauteur du prisme :  $2,5 \text{ m}$  .

Largeur en crête:  $3 \text{ m}$ .

La largeur en base :  $B = 11 \text{ m}$ .

**4) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :**

Lors les paragraphes précédents nous avons, à plusieurs reprises, fait allusion aux conditions de non entrainement des fines encore dénommées (concitions des filtres). La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI. Elles s'énoncent comme suit :

- Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer : c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids de passant lors du tamisage granulométrique.
- Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain :

- Condition de perméabilité :  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots \dots \dots (V.2)$

- Condition de non entrinement des fins :  $d_{85} > \frac{D_{15}}{5} \dots \dots \dots (V.3)$

Ces deux conditions se réunissent dans la formule suivante :  $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$

Le plus souvent dans les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition : la mise en place d'un filtre est alors inutile.

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots \dots \dots (V.4)$$

Parfois, on se voit contraint d'interposer, entre le remblai et le drain, de perméabilité et de granulométrie très différentes une couche – filtre en prenant soin de vérifier les règles de filtre à chaque interface :

$$5 d_{85} > D_{15} > 5 d_{15}.$$

$$5 D_{85} > \Delta_{15} > 5 D_{15}.$$

D'où :

d : pour le remblai

D : pour le filtre

$\Delta$  : pour le drain

#### 4.1. Détermination de la courbe granulométrique du Filtre et drain :

##### A- Filtre :

Selon les critères :  $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$  et  $12d_{50} > D_{50} > 58d_{50}$

On trace les limites des couches de filtre avec :

$D_{15}$ ,  $D_{50}$  : Diamètre de filtre.

$d_{15}$ ,  $d_{50}$  et  $d_{85}$  : Diamètres du sol à protéger.

Granularité du sol protégé:  $d_{15}=0,00075\text{mm}$ ,  $d_{50}=0,0145\text{mm}$  et  $d_{85}=0,075\text{ mm}$ .

(Voire Annexe III.2)

La couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.00375 \text{ mm} < D_{15} < 0.375 \text{ mm} .$$

$$0.174 \text{ mm} < D_{50} < 0.841 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :  **$D_{15} = 0,1894 \text{ mm}$  et  $D_{50} = 0,30 \text{ mm}$ .**

##### B- drain :

La couche du drain est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la couche du filtre:  $d_{15} = 0,1894 \text{ mm}$ ,  $d_{50} = 0,30 \text{ mm}$  et  $d_{85} = 1,4 \text{ mm}$ .

$$0,947 \text{ mm} < D_{15} < 7 \text{ mm}$$

$$3,6 \text{ mm} < D_{50} < 17,40\text{mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la couche du drain. Elle a les dimensions suivantes :  **$\Delta_{15} = 3,973 \text{ mm}$  et  $\Delta_{50} = 10,50 \text{ mm}$ .**

**4.2. Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \quad \text{d'où :}$$

$D_{15}$  : diamètre correspondant à 15 % du filtre.

$d_{15}$  : diamètre correspondant à 15 % du

remblai.  $D_{15} = 0,1894 \text{ mm}$

$d_{15} = 0,00075 \text{ mm}$ .

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.1894}{0.0075} = 25,253 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

**4.3. Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} > 5 \quad \text{d'où :}$$

$D_{15}$  : Diamètre correspondant à 15 % du filtre.  $d_{85}$  : Diamètre correspondant à 85 % du remblai.

$D_{15} = 0,1894 \text{ mm}$ .

$d_{85} = 0,075 \text{ mm}$ .

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.1894}{0.075} = 0.0379 < d_{85} = 0.075 \text{ mm}.$$

Donc : La condition de non entraînement est vérifiée.

**4.4. condition de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant****: Pour le filtre :**

$D_{60} = 0,30 \text{ mm}$  et  $D_{10} = 0,18 \text{ mm}$ .

D'où  $\frac{D_{60}}{D_{10}} = 1,667$ , donc la condition de la stabilité est vérifiée.

**Pour le drain :**

$\Delta_{60} = 10 \text{ mm}$  et  $\Delta_{10} = 4 \text{ mm}$ .

D'où  $\frac{\Delta_{60}}{\Delta_{10}} = 2,4$ , donc la condition de la stabilité est vérifiée.

**Conclusion**

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20cm.

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 20cm.



**V.2.4. Clé d'étanchéité :**

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 perméables.

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 3m. 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 et une excavation de 1m. La largeur en base est de 40 cm, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1,5.

**V.3. Etude des infiltrations :**

**V.3.1. Tracé de la ligne de saturation :**

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Nous avons un barrage en terre munis d'un drain qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots \dots \dots$$

(V.5) reportant à la planche N° 5 :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d} \dots \dots \dots (V.6)$$

d : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La détermination de la ligne de saturation se fait à partir du niveau normal de la retenue. On a :  
 h= 9.6 m, bcr= 6 m et hb= 11.51 m.

$$b = m_1 * h_e = 3 * 9.6 = 28.8 \text{ m}$$

$$L_d = L_p - 0.7b = 69.31 - 0.7 * 28.8 = 50.11 = 25.05 \text{ m.}$$

$$: y_0 = 1.78 \text{ m.}$$

17 L'équation de la parabole sera :  $y^2 = \dots + \dots \dots \dots (V.7)$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le Tableau V.3 ci-après :

**Tableau V.3:** Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	-0.8	-0.5	-0.3	-0.1	0	5	10	15	20	25	25.05
Y (m)	0.567	1.179	1.450	1.677	1.780	4.579	6.227	7.521	8.624	6.882	6.889

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A avec  $AB = 0.3 b$

Pour obtenir la ligne de saturation on raccorde celle-ci au point B par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en point D sensiblement situé à  $\frac{2}{3}$  de OC

**V . 3 . 2. Calcul du débit de fuite par infiltration :**

**1) Pour le remblai :**

L'infiltration dans le massif de la digue se comporte comme un écoulement d'un fluide incompressible, de mouvement plan permanent dans un milieu homogène, obéissant à la loi de darcy, c'est-à-dire en régime permanent laminaire.

On peut évaluer approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de Darcy :

$$q = S \cdot K \cdot I \dots \dots \dots (V.8)$$

avec :

q : le débit de fuite ( $m^3 / s / ml$ )  
 I : le gradient hydraulique.

K : le coefficient de perméabilité ( $K = 2.9 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ ).

S : la longueur du parement amont.

Le gradient  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $S = y \cdot l$

$$\text{Donc : } q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (V.9)$$

$$\text{On a : } y_0 = y \cdot \frac{dy}{dx}$$

$$\text{L'équation de débits s'écrit : } q = K \cdot y_0 \dots \dots \dots (V.10)$$

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q = q \cdot L$ , avec  $L_b = 133.58 \text{ m}$

$$\text{A.N : } q = 5,162 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{ml}$$

$$Q = 6,895 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3 / \text{s}$$

**2) Pour la fondation :**

Il est donné aussi par la formule de Darcy :  $q = S \cdot K \cdot I \dots \dots \dots (V.11)$

1) Tel que :

S : section d'infiltration par unité de longueur :  $S = T \cdot 1 \dots \dots \dots (V \cdot$

1 2 ) ( T=3m : profondeur de sol de fondation perméable).

**Avec :**

$h$  : charge d'eau au niveau normal de la retenue .

$L_b$  : c'est l'emprise de barrage ( $L_b = 25.05$  m)

On obtient :  $q = \frac{h}{L_b} \cdot T \dots \dots \dots (V.14)$

**A.N :**  $q = 3,679 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$ .

$Q = 4,914 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ .

**3) Pour le barrage (remblai + fondation) :**

Le débit total d'infiltration à travers le barrage est donnée par :

$Q_T = Q_{re} + Q_f = 5,603 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$ .

**V.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**

**4) Dispositif d'étanchéité :**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \cdot I_{adm} \dots \dots \dots (V.15)$

$\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue (m).

$\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue (m).

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible , on le détermine à partir du tableau V.4

**Tableau V.4 : Classification des barrages**

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
<b>I</b>	$H_b > 100 \text{ m}$	$H_b > 75$
<b>II</b>	$D_e 70 \text{ à } 100 \text{ m}$	$D_e 35 \text{ à } 75 \text{ m}$
<b>III</b>	$D_e 25 \text{ à } 70 \text{ m}$	$D_e 15 \text{ à } 35 \text{ m}$
<b>IV</b>	$H_b < 25 \text{ m}$	$H_b < 15 \text{ m}$

Donc : Notre retenue appartient à la **classe IV**.

**Tableau V.5 :** Gradient admissible à travers le remblai terreux.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,65	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable grossier	0,7	0,8	0,9	1,0
Sable moyen	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc : la valeur de  $I_{adm}$  est égale à **1,95**

A.N:  $\Delta H = 9,6 \text{ m}$ ,  $\delta n = 37,655 \text{ m}$  et  $I = 0,255 \leq I_{adm} = 1.95$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

**5) Fondation du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

$I_{cr}$  : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau V.6.

**Tableau V.6:** Gradient admissible pour les fondations du barrage

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	0	1.0	1.1	1.2
Limon	0.45	0.50	0.55	0.60
Sable grossier	0.36	0.40	0.44	0.48
Sable moyen	0.30	0.33	0.36	0.40
Sable fin	0.23	0.25	0.27	0.30

$K_s$  : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau V.7.

**Tableau V.7.** Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
$K_s$	1.25	1.20	1.15	1.10

$I_f$  : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule

*Chapitre V*  
suivante :

*Etude de la variante choisie*

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.17)$$

T<sub>c</sub> : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (T<sub>c</sub>=3m)

H : charge d'eau (H=9,6 m).

L : largeur à la base du barrage (L=69,31).

**A . N : I<sub>f</sub> = 0,133**

K<sub>s</sub> = 1 . 1 et la fondation est en argile donc : I<sub>cr</sub> = 1.2

D'où  $\frac{I_{cr}}{K_s} = 1.0$

Ce qui nous donne I<sub>f</sub> <  $\frac{I_{cr}}{K_s}$ , donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

**V . 5 . ETUDE DE STABILITE**

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

**V . 5 . 1 . Stabilité des talus**

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de Fellenius, Bishop, Taylor ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de Fellenius dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitations suivantes :

- Cas 01 : fin de consruction
- Cas 02 : fonctionnement normal
- Cas 03 : vidange rapide

**V . 5 . 2 . Méthode de FELLENIUS (1926)**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

~~1-~~ soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant  
fixent et / ou déterminer à priori.

2- Soit par une série de calculs dite dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutissement du coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

• **Le glissement des talus**

Il existe plusieurs types :

a - 1 . Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a - 2 . Glissement en cascade.

a - 3 . Glissement, puit renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

• **l'instabilité mécanique en fondation**

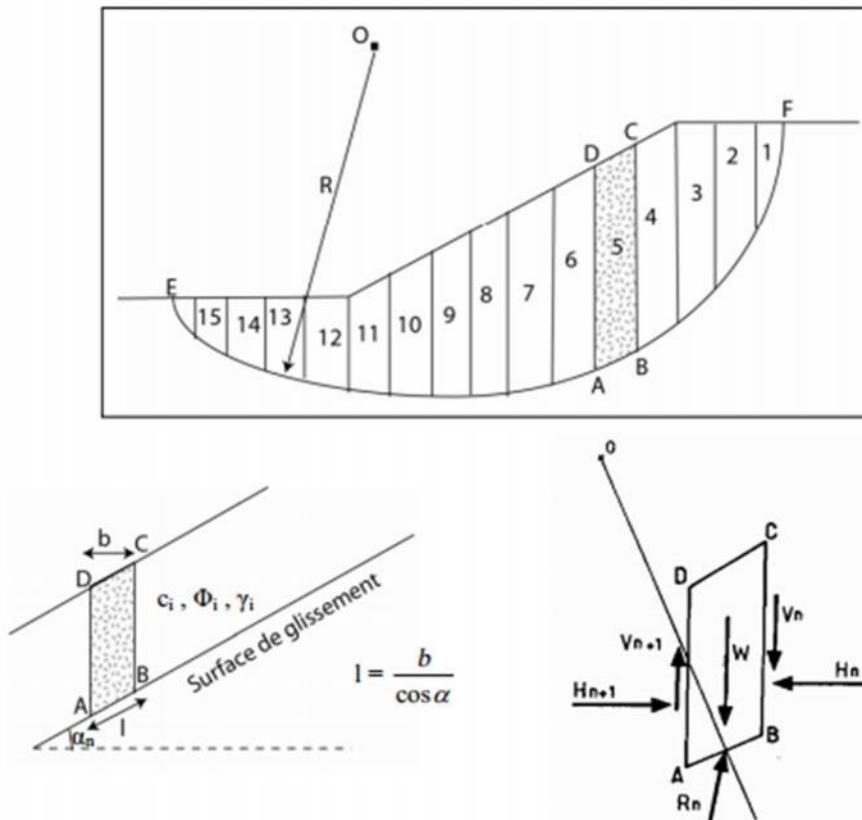


Figure V.1. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche

V .5.3. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau

➤ Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

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 en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le tableau V.8.

**Tableau V.8:** Coefficients 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 ouvrage est de **classe IV**, donc :

- Sans séisme :  $K_{s,s,adm} = 1,05 - 1,1$

- Avec séisme :  $K_{a,s,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

#### V.5.4. Ordre de calcul (Méthode des tranches):

1) Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.

Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.

Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b \quad \text{et} \quad R_2 = K_2 H_b$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage (11.51 m).

( $K_1 - K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V.9

**Tableau V.9 : Valeurs de  $K_1$  et  $K_2$**

<b>Pente de talu</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
$K_1 = R_1 / Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2 / Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

On obtient donc :

**Tableau V.10 : Valeurs de  $R_1$  et  $R_2$ .**

<b>Talus</b>	<b>Pente du talu</b>	<b><math>K_1</math></b>	<b><math>K_2</math></b>	<b><math>R_1</math> (m)</b>	<b><math>R_2</math> (m)</b>
A mont	3	1	2,3	11,51	26,47
A val	2,5	0,875	2,025	10,07	23,31

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 une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à 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  $b=0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Force de poids propre  $W_i$  (sol et eau) .
- Les forces de réaction du sol de composantes

tangentielle :  $T_i$  ( $T_i = G_n \cdot \sin \alpha$ ) ..... (V. 18)

et normale :  $N_i$  ( $N_i = G_n \cos \alpha$ ) .....

l'horizontale.

**V.5.4.1. Les caractéristiques géotechniques des sols :**

Elles sont montrées dans le tableau ci-après:

**Tableau V.11:** caractéristique géotechniques.

Paramètres	Unité	valeurs
$\varphi$ : Angle de frottement	D e g r é ( ° )	2 4
C : Cohésion	( b a r )	0 . 8 2 5
$\gamma_h$ : Poids volumique humide	( g / c m <sup>3</sup> )	1 . 8 3 7
$\gamma_d$ : Poids volumique sec	( g / c m <sup>3</sup> )	1 . 6 2 5
$\gamma_{sat}$ : Poids volumique s a t u r	( g / c m <sup>3</sup> )	2 . 1

**V.5.4.2. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

**a) Poids propre de la tranche :**

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \dots \dots \dots (V.22)$$

$h_1, h_2$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$  : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$  : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

P our le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité d'éjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$ .

b : largeur de la tranche.

**b) Force de pression interstitielle :**

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (N N R).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots$$

(V.23) U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{ KN} /$

$m^3 \cdot h$  : hauteur de la tranche.

**c) Forces de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots$$

(V.24) C : Cohésion du sol (Matériau).

**d) Forces dues au séisme :**

$$T = a \cdot G_n \dots \dots \dots (V.25)$$

a : C oefficient de séisme.



**V.5.4.3. Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- **Les forces stabilisatrices :**
- **Force de frottement :**

$$F_f = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \dots \dots \dots (V.26)$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

$dl$  : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

- **Force de cohésion :**

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots \dots \dots (V.27)$$

Tel que :  $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360} \dots \dots \dots (V.28)$

$R$  : rayon de la courbe de glissement.

$B_i$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R. \dots \dots \dots (V.29)$$

- **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (**Nt**), (force de cisaillement) du poids (**Gn**) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots \dots \dots (V.30)$$

**V.5.5. Calcul du coefficient de sécurité:**

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**a) Retenue pleine : Talus aval**

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.31)$$

$$\dots \dots \dots (V.32)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i \operatorname{dl}}{(1/R) \sum G_n \operatorname{an}_i \operatorname{dn}_i} \geq K_{adm}$$

Kss : coefficient de sécurité sans séisme.

Kas : coefficient de sécurité avec séisme.

**b) Retenue vide (fin de construction) : Talus aval et talus amont**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.33)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots \dots \dots (V.34)$$

**c) Vidange rapide : talus amont**

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum_{i=1}^K T_n_i} \geq_{adm} \dots \dots \dots (V.35)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n_i + (1/R) \sum G_n \cdot a_n_i \cdot d_n_i} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.36)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux (annexes : V.1, V.2 et V.3).

**Tableau V.12:** Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme ( $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$ )	Avec séisme ( $K_{as,adm} = 1,05$ )
Fin de construction	Talus amont		
	R1= 21.58m	2.1709	1.42402
	R2= 22.01m	2.17285	1.43727
	R3= 21.94m	2.12541	1.41809
	R4=21.66m	2.11594	1.39169
	Talus aval		
	R1= 19.72m	2.47712	1.84425
	R2= 19.02m	2.05035	1.36685
	R3= 21.94m	2.01795	1.40671
	R4=20.75m	2.32993	1.92343
Retenue normale	Talus aval		
	R1= 21.89m	2.27426	1.88524
	R2= 19.79m	2.02403	1.35526
	R3= 20.36m	2.53602	1.82271
	R4=18.82m	2.58627	1.82637
Vidange rapide	Talus amont		
	R1= 22.56m	2.61612	2.15851
	R2= 21.16m	2.75991	2.19206
	R3= 19.43m	2.25904	1.47513
	R4=22.55m	2.68912	2.17094

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci- dessus, on peut dire que la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas, donc les fruits talus amont et aval sont acceptés.

# **Chapitre VI :**

## **Etude des ouvrages annexes**

**Introduction**

Un barrage, s'il retient les écoulements, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge car il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

De manière à prévoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes, l'ouvrage de vidange et l'ouvrage de prise.

**VI.1. Evacuateur de crue :**

Son fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval ou dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage.

**VI.1.1. Types d'évacuateur de crue :****VI.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre :****a. Evacuateur de crue latéral :**

Ce type est généralement disposé sur l'une des rives de la vallée. Son axe doit, de préférence, suivre un tracé perpendiculaire à la courbe de niveau.

**➤ A entonnement latéral :**

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.

**➤ A entonnement frontal :**

Le fonctionnement est très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la facilité de réalisation. Mais le coût peut élever et il présente une difficulté de modification.

**VI.1.1.2. Les évacuateurs en charge :****a. Le déversoir tulipe :**

Il est circulaire ou semi circulaire, il se prolonge par un puits suivi d'une galerie ou d'une conduite. Il est noyé et il débite pratiquement comme un orifice à veine moulée. Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent de grands barrages.

**b. Le siphon :**

Le principe de fonctionnement du siphon est l'amorçage automatique par l'élévation du plan d'eau. Mais plus encore que la tulipe, c'est un dispositif très sensible aux risques d'obturation par des corps flottants. Son nettoyage est envisageable, mais bien peu compatible avec l'isolement.

**V I.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues :**

On prend en considération pour le choix de l'évacuateur de crue les facteurs suivants :

- La nature de la fondation .
- La conception du barrage .
- La disponibilité en matériaux (sable et agrégats pour le béton, enrochement pour les gabions, etc) .
- La disponibilité en main d'oeuvre .
- Les possibilités de suivi et d'entretien .
- L'utilisation du barrage .
- L'optimum économique.

**VI.1.3. Choix de la variante :**

L'évacuateur de crue en charge soit en siphon ou en tulipe présente :

1. des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation.
2. le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé.
3. la faible charge sur l'entonnement circulaire .
4. l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive.
5. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal exige une topographie importante pour l'implantation.

**• Comparaison entre les évacuateurs de surface à entonnement :**

Lorsque la retenue a une grande surface, elle permet bénéficier d'un bon laminage, il est alors intéressant d'avoir le plus de volume stocké transitoirement, donc la charge la plus forte, donc la largeur déversante la plus faible. Dans ce cas, l'entonnement est plus généralement de type frontal.

Par contre, une grande largeur déversante permet de diminuer la surface des acquisitions foncières puisque le niveau des plus hautes eaux est moins élevé. Le coût du remblai est alors important puisque la crête est moins haute, mais le coût de l'évacuateur est bien sûr augmenté. La revanche apporte une sécurité plus élevée vis-à-vis d'une crue supérieure à la crue de projet. L'entonnement est plus généralement de type latéral, ce qui permet souvent de réduire les terrassements.



ver

d'énergie.

**Figure IV.1 :** l'évacuateur à entonnement frontal et entonnement latéral

Nous cherchons une variante économique, facile à la réalisation et au nettoyage et présente un bon fonctionnement.

On choisit pour notre retenue de l'Oued ARIOUIA un évacuateur de crue **latéral à entonnement frontal** à la rive gauche.

#### VI.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

Les calculs hydrauliques établis pour la même largeur déversante ( $b=12m$ ) et pour la même charge ( $h_{dev} = 0.62m$ ) et le même débit déversant ( $q=15.1m^3/s$ ).

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.

**VI.1.4.1. Le canal d’approche**

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

La vitesse d’approche moyenne est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots \dots \dots (VI.1)$$

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 + P ) b . . . . .

(VI.2) P : Hauteur de pelle ( P = 1 m ).

H : Lamé déversante ( H = 0 . 6 2 m ).

**A.N :**

$$V = \frac{15.1}{0.62} = 0.78 \text{ m/s}$$

V<sub>ap</sub> ≤ V<sub>adm</sub> tel que V<sub>adm</sub> compris entre 1.8 et 2.2 m/s donc pas de risque de l’érosion.

➤ **Hauteur du mur du canal d’approche :**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H_d + P + R \dots \dots \dots$$

..... (VI.3) Avec : La revanche R = 0 , 6 1 + 0 , 1 4 V<sub>ap</sub><sup>1/3</sup> ...

..... (VI.4)

**A N : R = 0 , 7 4 m**

**H m = 2 , 3 6 m .**

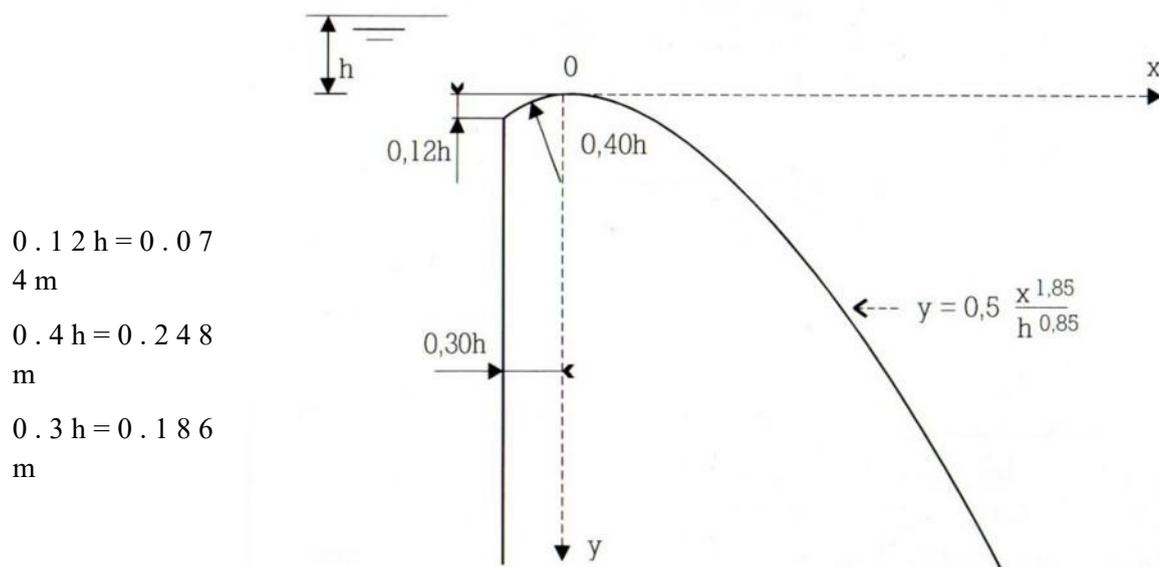
Pour des raisons de sécurité on prend : **H<sub>m</sub> = 3 m**

➤ **Longueur du canal d’approche :**

La longueur du canal d’approche dépend de la topographie, elle est égale à 41,85m.

**VI.1.4.2. Déversoir**

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Creager dont la forme théorique est reçue pour s’adopter à la face intérieure d’une nappe qui s’écoulerait librement dans l’atmosphère au dessus d’une mince paroi. Au niveau d’un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique de la figure VI.1



**Figure VI.2 :** Construction géométrique d'un profil Greager.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots \dots \dots (VI.3)$$

H : Charge sur le déversoir en (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous :

**Tableau VI.1 :** coordonnées du profil de Creager.

<b>Y (m)</b>	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.62	0.7	0.8	0.9	1
<b>X (m)</b>	0	0.34	0.49	0.61	0.71	0.80	0.89	0.90	0.96	1.04	1.10	1.17

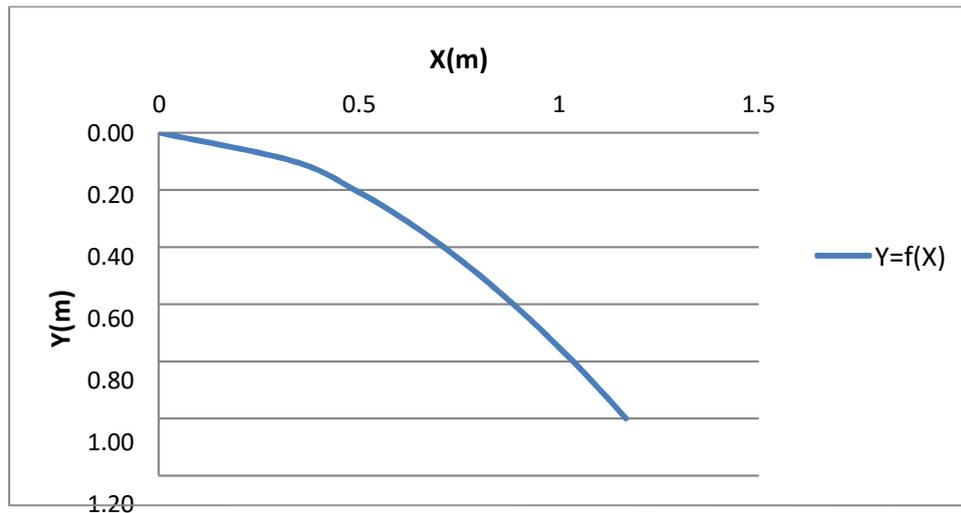


Figure VI.3 : Profil de déversoir type GREAGER

**VI.1.4.3. Le chenal d'écoulement :**

Le chenal se fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire qui est de la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir et sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'obtenir au coursier dans la zone aval.

Le régime n'y est en général pas uniforme car le chenal est trop court.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 10,09m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique  $y_c$ .

➤ **Calcul de la profondeur critique :**

Pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = 3\sqrt{\frac{1}{g}\left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec  
:

Q: débit à évacuer (m<sup>3</sup> / s )

b: largeur du canal (b = 12 m).

g: l'accélération de pesanteur (m<sup>2</sup> / s )

**A.N :  $y_c = 0.54 \text{ m}$  .**

➤ **Calcul La pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ( $h = h_{cr}$ ).

---

$Q = K.S. R^{-1} J \dots \dots \dots (VI.5)$

1/2

Avec:

R: rayon hydraulique ( $R_h = 0,495 \text{ m}$ )

I: pente en (m/m).

S: section mouillée ( $S = 6,48 \text{ m}^2$ ).

K: coefficient de Manning-Strickler (pour le béton lisse avec joint  $K=71,42$ ).

$I=0.099\%$ .

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + 2y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots \dots \dots (VI.6)$$

**A.N :  $I_{cr} = 0.272 \%$ .**

On voit que :

$$0.099\% < 0.272\% \Rightarrow I < I_{cr}$$

Le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

**VI.1.4.4. Le convergent :**

Il est situé à l'extrémité du chenal, il marque le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent peut être calculé par la formule :

$$L = 2.5 (L_1 - L_2) \dots \dots \dots$$

(VI.7)  $L_1$  : largeur au plafond du bief amont (m).

$L_2$  : largeur au plafond de la section de contrôle (m).

On a :  $L_1 = b = 12 \text{ m}$

$$L_2 = Q^{0.4} \dots \dots \dots (VI.8)$$

**A.N :  $L_2 = 2,96 \text{ m}$  on opte :  $L_2 = 3 \text{ m}$**

D'où :  **$L = 22.5 \text{ m}$ .**

**VI.1.4.5. Coursier :**

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au bassin de dissipation, tel qu'illustré ci-contre. Il commence par un convergent, amenant à la section de contrôle, et permettant d'assurer la réduction de largeur entre le chenal et le coursier.

Il est plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

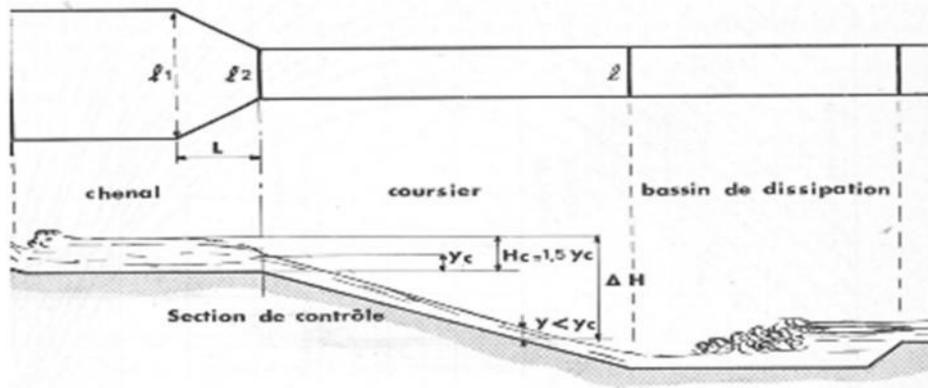


Figure VI.4 : tirant d'eau dans le coursier

➤ **Largeur du coursier :**

Elle est calculée dans l'étape précédent :  $B = 3\text{m}$

➤ **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 39.95m.

➤ **La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :

$$Fr^2 = \frac{Q^2 Bc}{gc \cdot Sc^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.9)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot Bc}} \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec :

B : est la largeur du coursier égale à 3 m.

**A.N :  $h_{cr} = 1.37\text{ m}$**

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots (VI.11)$$

$S_{cr}$  : Section critique ( $\text{m}^2$ )

$R_{cr}$  : Rayon critique (m)

).

$C_{cr}$  : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{R_{cr}^{1/6}} \dots\dots\dots 777 \dots\dots\dots (VI.12)$$

$S_{c_r} = B \cdot h_{cr}$  ..... (VI.13)

$$P_{c_r} = B + 2 \cdot h \dots\dots\dots (VI.14)$$

$$R_{c_r} = \frac{S_{c_r}}{P_{c_r}} \dots\dots\dots (VI.15)$$

**A.N : S<sub>c\_r</sub> = 4,11 m<sup>2</sup>**

**P<sub>c\_r</sub> = 5,74 m**

**R<sub>c\_r</sub> = 0,72 m**

$$C_{c_r} = \frac{1}{0,014} 0.72^{1/6} = 67,62$$

D'ou: **I<sub>c\_r</sub> = 0,0041 = 0,41 %**

➤ **profondeur normale**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes). Elle est calculée en utilisant la formule de Chézy.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI.16)$$

**Avec :**

S : Section du coursier S = b \* h<sub>n</sub>

. I : Pente du coursier I = 15.52 % .

C<sub>n</sub> : Coefficient de Chézy C<sub>n</sub> = R<sup>1/6</sup> / n (m<sup>1/2</sup>/s).

R : Rayon hydraulique =  $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4 : Calcul de la profondeur normale**

<b>Hn(m)</b>	<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	<b>P(m)</b>	<b>R(m)</b>	<b>c</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>
0.5	1.5	4	0.375	60.66	21.94
0.45	1.35	3.9	0.346	59.85	18.72
0.42	1.26	3.84	0.328	59.32	16.86
0.41	1.23	3.82	0.322	59.14	16.25
0.4	1.2	3.8	0.316	58.94	15.65
0.395	1.185	3.79	0.313	58.85	15.35
0.393	1.179	3.786	0.311	58.81	15.23

0.391	1.173	3.782	0.310	58.77	15.41
-------	-------	-------	-------	-------	-------

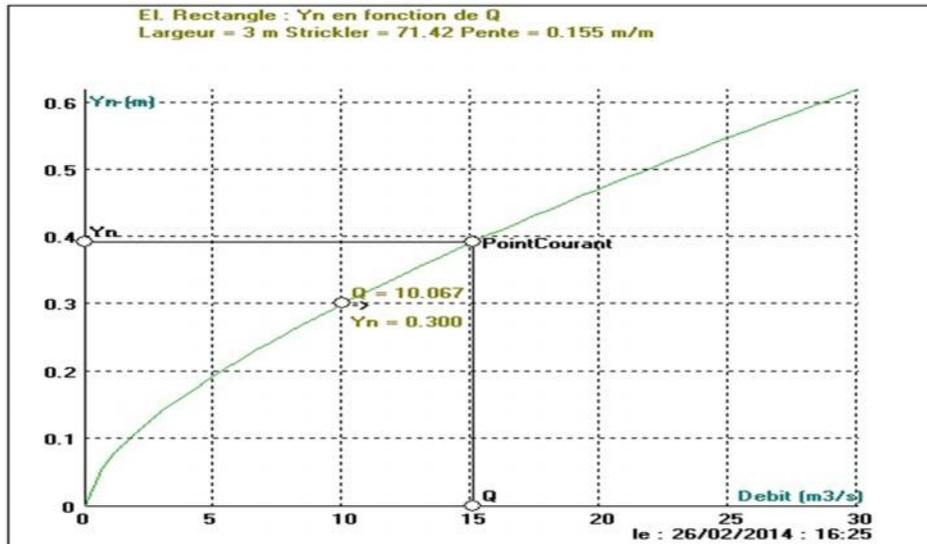


Figure VI.5 :Yn en fonction de Q (canal 21)

**Conclusion :**

On aura  $h_n=0,391m$ .

➤ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement**

$I = 15.52\%$  ( $h_n = 0,391m$ ),  $I_{cr} = 0,41\%$  ( $h_{cr} = 1,37m$ )

D'où :  $I > I_{cr} > 0$ ,  $h_n < h_{cr}$

alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier à pente prononcée, et le type de courbes de Remous c'est T.(voir annexe VI.1)

➤ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau se fait à l'aide du logiciel CANAL21.

Tableau VI.5: Les données de départ

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	Y <sub>N</sub>	Y <sub>C</sub>	Régim	L <sub>bief</sub> (m)
15.1	71.42	0.155	0.391	1.372	T <sub>2</sub>	39.95

Tableau VI.6: Calcul de ligne d'eau

n°	x (m)	Y (m)	J(m/m)	Hs (m)	F
0	0.00	1.370	0.0041	2.058	1.002
80	6.39	0.767	0.0209	2.963	2.393
160	12.78	0.642	0.0350	3.775	3.124
240	19.18	0.574	0.0488	4.498	3.699
320	25.57	0.530	0.0619	5.134	4.170
400	31.96	0.499	0.0740	5.690	4.563
480	38.35	0.476	0.0851	6.172	4.891
500	39.95	0.471	0.0877	6.281	4.965

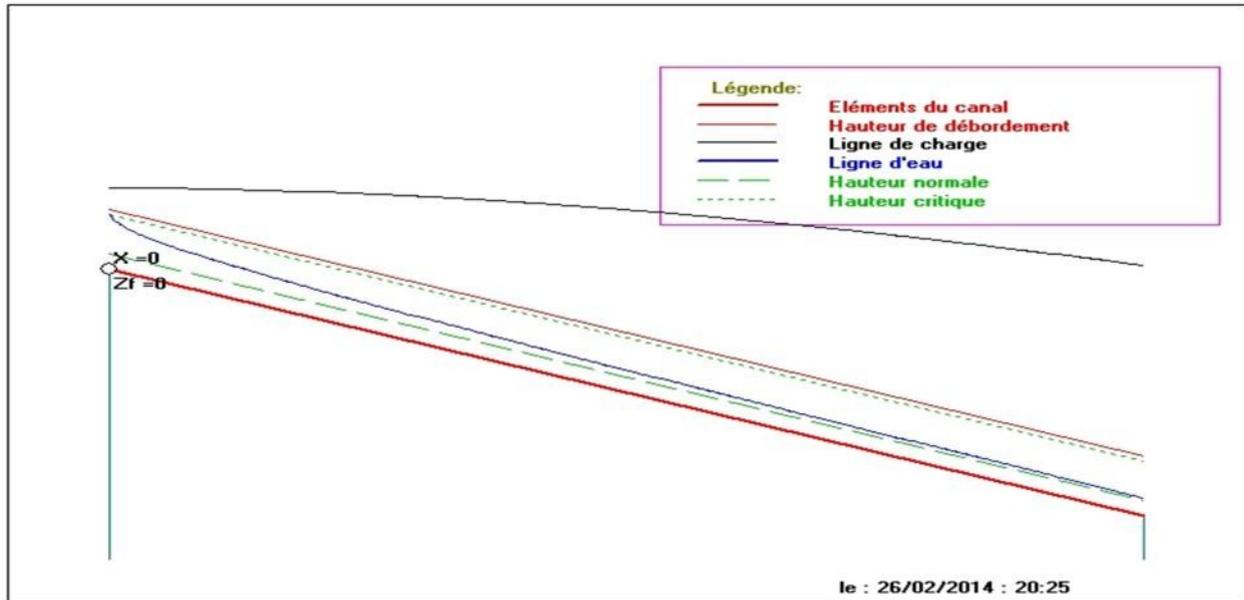


Figure VI.6: La ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est :  $y_2 = 0.471$  m . La vitesse à la fin du coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} \dots \dots \dots (VI. 17)$$

A.N :  $V = 10.69 \text{ m/s} < V_{adm} = 12 \text{ m/s}$  .

➤ **Nombre de froude Fr:**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots (VI. 18)$$

A.N :  $Fr = \frac{10,69}{\sqrt{9,81 \times 0,471}} = 4,97$

D'où :  $Fr = 4.97$

**VI.1.4.6. Dissipateur d'énergie :**

Les procédés les plus fréquemment employées pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sont les bassins à ressaut.

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie a une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

Les tests réalisés par (USBR) « United State Bureau of Reclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et 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.



❖  $F_r > 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude ( $F= 4,97$ ) 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 inférieure à 15 m/s, alors ai appelé à utiliser le bassin de **t y p e I I**.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

• **Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe VI.2 on a :

$$\frac{Y_2}{v_1} = 6,45 \quad \text{e t} \quad Y_1 = 0,47$$

$$1 \text{ m.}$$

D'ou :  $Y_2 = 3,04 \text{ m}$

➤ **Largeur du bassin :**

D'après l'abaque de l'Annexe VI.2 on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,32$$

Donc :  $L_{\text{bas}} = 2,32 \times 3,04 = 7,0$

5 m . On prend :  $L_{\text{bas}} = 7 \text{ m}$

➤ **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0.471 \text{ m}$$

$h_1$  : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

$e_1$  : L'espacement entre les blocs de chute.

➤ **Dimensionnement des blocs chicane:**

D'après l'abaquede l'annexe VI.2:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,42 \Rightarrow h_2 = 0,67m \quad \dots \dots \dots \text{(VI.19)}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,6 \Rightarrow h_4 = 0.48m \quad \dots \dots \dots \text{(VI.20)}$$

✓ La largeur du seuil ( $l = 0,2 h_2 = 0,134 \text{ m}$ ).

✓ L'espacement entre les blocs ( $L = 0,75_{141} h_2 = 0.503 \text{ m}$ ).

---

✓ La distance entre les blocs de chutes et les blocs cinéatiques

( $a = 0,75$   $Y_2 = 2,28$  m).

**VI.5.1.7. Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots \dots \dots (VI.21)$$

Avec:  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots \dots \dots (VI.22)$

$$\sigma = \frac{K}{\frac{m}{b}} \dots \dots \dots (VI.23)$$

m : fruit des talus du canal de fuite (m = 1).

A.N :  $K = 1,37 \quad \sigma = 0,46$

, Donc :  $h_{cr} = 1,16$

4 m

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{R_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2} \dots \dots \dots (VI.24)$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \dots \dots \dots (IV.25)$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \frac{1+m}{2} \dots \dots \dots (VI.26)$$

$$R_{cr} = S_{cr} / R_{cr} \dots \dots \dots (VI.27)$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \dots \dots \dots (VI.28)$$

A.N :  $S_{cr} = 4,85 \text{ m}^2$ ,  $P_{cr} = 4,65 \text{ m}$ ,  $R_{cr} = 0,96 \text{ m}$  et  $C_{cr} = 70,92$

D'où :  $I_{cr} = 0,216 \%$

➤ **La profondeur normale :**

C'est la hauteur normale dans le coursier :  $h_n = 0,392 \text{ m}$

➤ **La vitesse de l'écoulement :**

$$V = C\sqrt{RI} \text{ (formule de Chezy)}$$

A.N :  $V = 3,23 \text{ m/s}$



**VI.5.2. Hauteurs des murs bajoyers:**

**1. Coursier**

➤ **Au début:**

$$h_m = h_e + r \dots \dots \dots (VI.29)$$

Avec:

$h_m$  : hauteur du mur (m)

$h_e$  : hauteur d'eau (m)

$r$  : revanche (m)

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots \dots \dots (VI.30)$$

V: la vitesse d'eau au niveau de la section de controle.

**A.N :**

$$V = 15,1 / (3 * 1,372) = 3,37 \text{ m/s}$$

$$D'où : h_m = 1,372 + 0,82 = 2,19 \text{ m}$$

➤ **A la fin:**

On procède de meme manière que précédement :

$$h_e = 0,471 \text{ m}$$

$$\text{On aura: } V = 10,57 \text{ m/s} \text{ et } r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$D'où : h_m = 0,476 + 0,92 = 1,39 \text{ m}$$

➤ **Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier (les vagues roulantes) :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \dots \dots \dots$$

$$(VI.31) \text{ Et : } Fr^2 < 40$$

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursie (m).

$b$  : largeur du coursier (m).

$$A.N : \frac{b}{h} = 9,36 \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 24,70 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

**2. Bassin de dissipation**

$$H = R + Y_2 \dots \dots \dots$$

$$(VI.32) \text{ Avec : } R = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$Y_2$  : tirant d'eau après ressaut (m) .

V : vitesse d'arrive de l'eau au bas de coursier (m/s).

---

$$A_{N.P.} = 0,6 + 0,14 * 3,23^{1/3} =$$

$$0,81 \text{ m h}_m = 3,04 + 0,8 = 3,8$$

5 m .

**Remarque :**

Les hauteurs des murs bajoyers calculées ci-dessus (coursier et bassin de dissipation) sont 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.

**VI.2. Ouvrage de vidange :**

Le rôle principal de l'ouvrage de vidange est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager le barrage (renard par exemple).

La vidange peut également, dans certains cas particulier, servir à évacuer des éléments indésirables (boues en suspension).

**VI.2.1. Types des ouvrages de vidange :**

Les conduites de vidange sont généralement déposées sous le barrage. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

**VI.2.1.1. Conduite en charge :**

Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses dans le barrage ou entraîner la formation de renards.

**VI.2.1.2. Conduite à écoulement libre :**

Elle peut être soit un tuyau de gros diamètre en acier, soit une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2m de hauteur.

L'écoulement dans la conduite doit être aéré dès l'aval de la vanne amont par reniflard, afin d'éviter des phénomènes des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

**V.2.2. Choix de la variante :**

On choisit une **conduite en charge** parce que notre retenue a une petite surface et les talwegs ne sont pas très long, ce qui permet de diminuer le risque de bouchage par le transport de la matière solide.

**V.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange**

:

La conduite en acier est souvent enrobée de béton coulé à pleine fouille en tranchée. Cette solution est excellente mais la fondation de la retenue est meuble, ce qui pose l'inconvénient de placer une structure rigide au sein du barrage souple. Dans ce cas pour assurer une liaison souple

entre le béton et la terre, on prévoit en général une couche de bitume (sable+bitume) assez fluide au contact terre- béton.

Le diamètre est calculer en fonction du débit évacuer, compte tenue des pertes de charge normales est singulières le long de la conduite. Sachant que l'on admet des vitesses de 3 à 7m/s.

➤ **Calcul du débit de vidange :**

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI.33)$$

$V_u$  : volume utile en ( $V_u = 55510,95$  m

$^3$ ) .  $T$  : temps de vidange (10 jours).

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

**A . N :**

$$Q_{vf} = \frac{55510.95}{10 * 86400} + \frac{185546.4}{31,53 * 10^6}$$

$$Q_{vf} = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Calcul du diamètre de la conduite :**

On utilise la formule de l'écoulement en charge:

$$Q_{vf} = \mu \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (VI.34)$$

$Q$  : débit de vidange ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) .

$\mu$  : coefficient de débit .

$S$  : section de la conduite en ( $\text{m}^2$ ) .

$h$ : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots (VI.35)$$

Avec :  $h= 9,6$  m

On prend :  $\mu =0.8$

**A . N :**  $S = 6,38 * 10^{-3} \text{ m}^2$

$$D_{vd} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.36)$$

On prend un diamètre normalise  $d=100$  mm, une conduite en acier d'une rugosité  $n=0,014$ .

➤ Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots \dots \dots (VI.37)$$

$\sum \xi_s$  : Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi \dots \dots \dots (VI.38)$$

soit

$$\xi_{ent} = 0.5 \quad \xi_{vanne} = 0.2 \quad \xi_{ssortie} = 1$$

$\sum_L \xi$  : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} = 42,24$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond (80 m).

d : diamètre de la conduite de vidange (m).

$\lambda$  : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$\lambda = \frac{125n^2}{d^{1/3}} \dots \dots \dots (VI.39)$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

A.N  $\lambda = 0,0528$

∴  $\mu = 0,149$  donc  $S = 0,034 \text{ m}^2$

et :

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à **D=209 mm**, en vu de diminuer l'effet de l'envasement, on adopte un diamètre

**D=400** mm de fond.

➤ vitesse :

$$V = \dots \dots \dots (VI.40)$$

A.N :  $V_{vf} = 0,139 \text{ m/s}$

**VI.3. Prise d'eau**

➤ Conduite de vidange et de prise d'eau en charge :

Nous avons opté pour une variante où les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m3/s et il n'y a pas de

➤ **Dimensionnement de la conduite de prise :**

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.25. (partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet, donc  $V_{max} = 15000 \text{ m}^3$ .

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{15000}{31 \cdot 86400} = 0,006 \text{ m}^3/\text{s} \dots \dots \dots \text{(VI.41)}$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0.3$

S : section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval (h=5.5m).

**A . N :**

$$S = 0.002 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{max}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}} = 0,05 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : D = 60 mm

➤ **Correction de la valeur de coefficient  $\mu$**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots \dots \dots \text{(VI.42)}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots \dots \dots \text{(VI.43)}$$

Avec  $\lambda = 0.053$

**A N :**

$$\sum \xi = 48.76 \text{ m} , \quad \mu = 0,132 \text{ donc : } S = 0.0044 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0044}{3.14}} = 0,075 \text{ m}$$

Donc : D = 100 mm

➤ **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :**

---

$$v_{\text{con}} = \frac{Q}{S} = \frac{0,006}{0,00785} = 0,76 \text{ m/s}$$

**Conclusion**

Pour diminuer la vitesse de l'eau dans la conduite et éviter tout risque d'érosion, on augmente le diamètre de la conduite.

On prend **D = 200 mm**.

Etant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, la conduite de la vidange sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise avec une diamètre de **400 mm**).

# **Chapitre VII :**

## **Organisation De Chantier**

**Introduction**

Lors de la phase de préparation du chantier, il faut occuper une place importante. Il faut d'abord occuper le terrain, installer le chantier et ensuite procéder à la mise au point des divers plannings d'exécution.

**VII.1. Occuper le terrain**

L'occupation du terrain ne peut pas se faire dans le désordre. Il faut un planning de déroulement de cette opération :

- Rendre le terrain utilisable : débroussaillage éventuel, démolitions, arbres à abattre, mise en réserve de terre végétale, assainissement du terrain.
- Tracer les voies et les divers réseaux.

**VII.2. l'installation de chantier**

Un plan d'installation de chantier (P.I.C.) est généralement établi à partir d'un plan masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier.

**VII.2.1. Rôle de l'installation de chantier****VII.2.1.1. Organiser le déroulement du chantier**

- à étudier lors de la préparation au bureau des méthodes.
- prévoir les différentes phases de réalisation en déplaçant le moins possibles les hommes, les matériels, les matériaux (y compris lors du repliement du chantier).
- faciliter la cohabitation et le dialogue entre les différents corps d'états,
- utiliser au mieux possible l'espace disponible notamment en chantier urbain.

**VII.2.1.2. Ordonner le chantier**

- gain de temps : diminue les temps unitaires (T.U.).
- évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels).
- améliore la sécurité : humaine + matériel (clôture + gardiennage + alarme).
- améliore la qualité (réussir du premier coup au moindre coût).
- « vitrine » pour la maîtrise d'œuvre et les entreprises.

**VII.2.1.3. Positionner les éléments**

- humains : rendez-vous, accident.
- matériels : livraison, déplacements.

- réseaux : fuites, pannes, raccordements. utilisation de grillages avertisseur et tubes de couleurs normalisée.

### **VII.2.2. Installation du chantier et travaux préparatoires**

- Montage des locaux destinés au personnel et mise en place des clôtures.
- Aménagement et préparation des aires destinées à recevoir les matériels et les matériaux.
- Montage et mise en place des engins.
- Mise au point des registres obligatoires.
- Inventaire de la puissance électrique à obtenir.
- Inventaire de la main-d'œuvre et effectif à ne pas dépasser.
- Description du parc à matériel mis à la disposition du chantier et fiche de recensement.
- Dossier complet du chantier.

Au cours de cette phase, il est également nécessaire de bien déterminer les documents de contrôle qui seront utilisés pour suivre le déroulement du chantier et pour en déterminer, plus tard, son prix de revient.

Les travaux préparatoires qui suivent l'installation du chantier sont :

- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage.

### **VII.3. Exécution des travaux**

#### **VII.3.1. Réalisation de la dérivation provisoire**

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 1.5 m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond et la prise d'eau ont une seule conduite en acier, de diamètre 350 mm. Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plus tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long du tracé.

~~• Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.~~

---

- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.

- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

### **VII.3.2. Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau**

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre 400mm, munie de redans anti renards, prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 200mm, la prise est faite par simple piquage à l'aval. Il est préférable en premier lieu de construire la vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminer avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapas de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage).
- Réalisation du remblai déverse en argile.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

### **VII.3.3. Réalisation de la digue**

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

#### ➤ **Décapage de la couche de terre végétale**

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

#### ➤ **Exploitations des carrières**

- Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.
- On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.
- On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

#### ➤ **Exécution de la fouille d'encrage de la digue**

- 
- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.

- Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

➤ **Choix des engins:**

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire des couches de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

➤ **Réalisation des drains et filtres**

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

➤ **Protection de la crête et des talus**

La crête est protégée par une couche insensible à l'eau 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.

#### **VII.3.4. Réalisation de l'évacuateur de crue**

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de bulldozers.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.



**VII.4. Planification**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le 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 a ainsi utilisée le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

**VII.4.1. 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 :

$$C.C. \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

**VII.4.2. Symboles des différentes opérations**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau (VII.1) : symboles des opérations**

<b>Travaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Duré (jours)</b>
Installation de chantier	A	2 0
Réalisation de la galerie de dérivation	B	6 0
Réalisation du batardeau	C	2 0
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	4 0
Exécution du bassin d'amortissement	E	2 0
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	4 5
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	4 5
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	2 0
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	1 5
Remblais de la clé d'encrage	J	1 0
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	7 5
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1 5
Équipements hydromécaniques	M	1 5
Travaux de finitions	N	3 0

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure VII.1

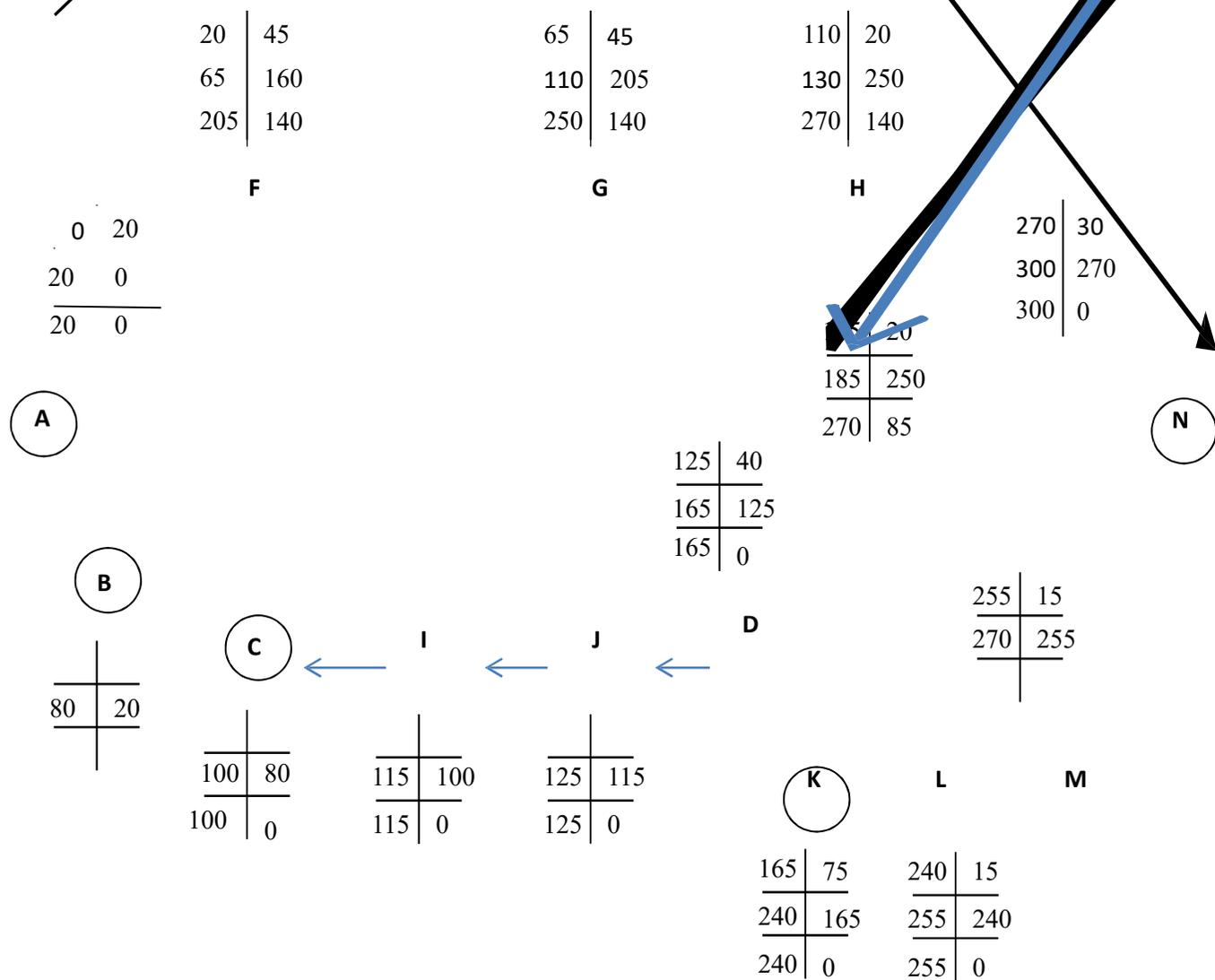


Figure VII.1 : Réseau de différentes opérations.

Tableau VII-02 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue de oued ARIOUIA

OP	T R	La durée (jours)														
		20j	40j	60j	80j	100j	120j	140j	160j	180j	200j	220j	240j	260j	280j	300j
A	20	A														
B	60		B													
C	20			C												
D	40					D										
E	20							E								
F	45		F													
G	45			G												
H	20				H											
I	15					I										
J	10						J									
K	75							K								
L	15											L				
M	15												M			
N	30													N		

## VII.4.3. Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 20 + 60 + 20 + 15 + 10 + 40 + 75 + 15 + 15 + 30$$

$$A.N : \sum TR = 300 \text{ jours.}$$

**Conclusion**

Le délai de construction en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé à **10 mois au maximum**, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

## **Conclusion Générale**

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons étudiés la faisabilité d'une retenue collinaire sur la base des rapports géologiques hydrologiques et topographiques.

Au point de vue géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction en suite, on a étudié l'hydrologie de la région sur la base des données hydrologiques de plusieurs années d'observation pour voir si l'apport est suffisant pour remplir la future retenue qui destiné à l'irrigation.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins.

Les conditions topographiques et techno-économiques nous obligent à projeter un évacuateur de crues de surface libre de type latéral à entonnement frontal sur la rive gauche.

La vidange de fond est assuré par une conduite en acier de 400 mm de diamètre.

En fin d'après l'étude géologique, hydrologique, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes, on peut dire que notre barrage sur l'Oued Ariouia est faisable du point de vue technique et économique.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **DURAND, ROYET et MERIAUX.** (1999) Technique des petits barrages en Afrique saharienne et équatoriale, Cemagref Editions, 56 pages.
- [2] **JOSE, L.** Hydrologie générale. 3 pages.
- [3] **MICHEL, A.C .** (1992) Choix de la crue de projet, 3 pages.
- [4] **POCHAT Rémi.** (1980) Evacuateurs de crues, 16 pages
- [5] **R, ROLLEY.** (1974) Techniques des barrages en aménagement rurales, Edition Eyrolles , 40 pages.
- [6] **SARI, A.** L'hydrologie de surface. 6 pages
- [7] **TOUAIBIA, B.** (2004) Manuel pratique de l'hydrologie, Blida, 25 pages.
- [8] **TOUAIBIA, B.** (2001) Les retenues (polycope de cours de regularisation des débits), Blida, 34 pages.

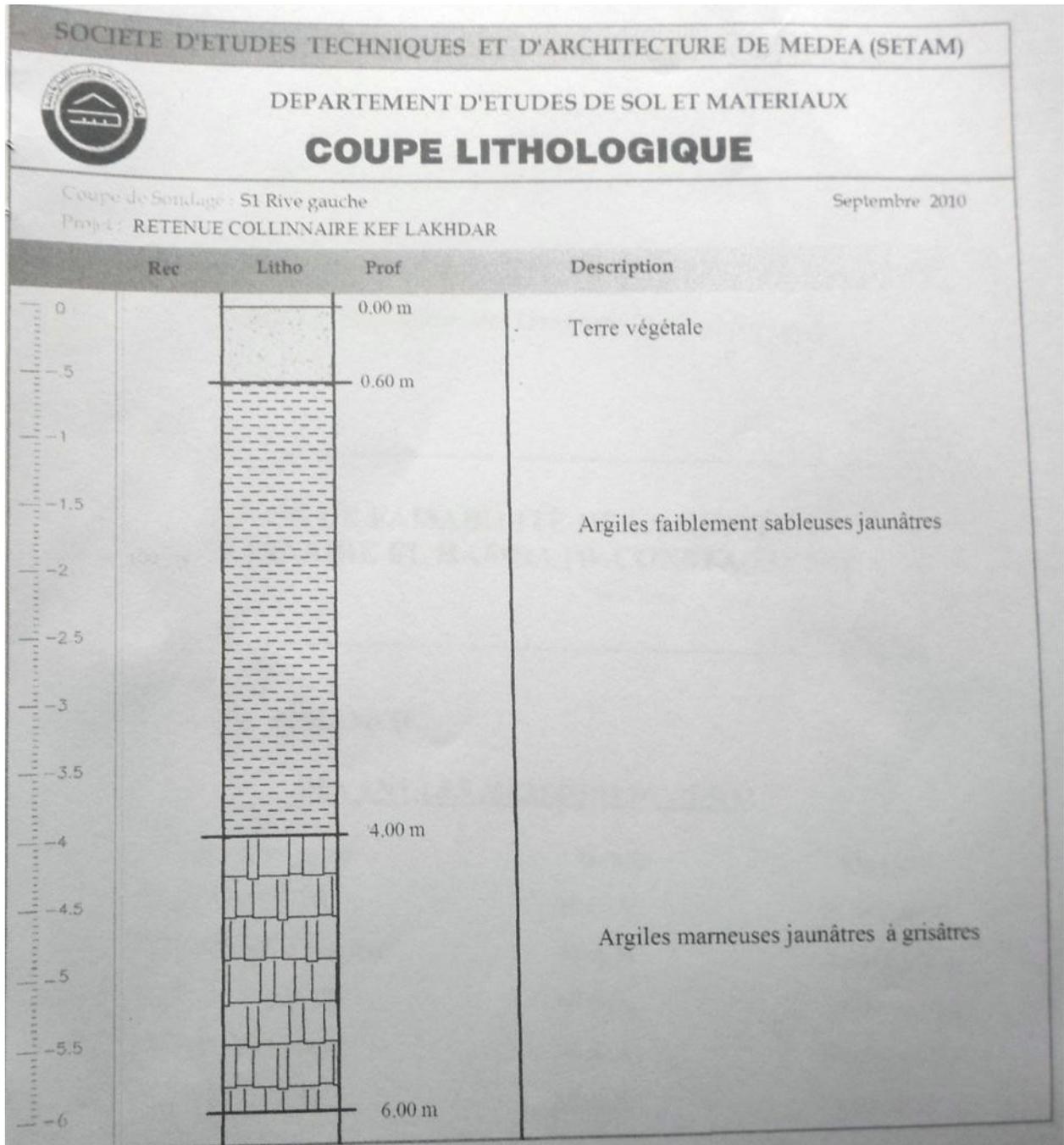
## REFERENCES SITO GRAPHIQUES :

[www.google.com](http://www.google.com) consulté le : 16/02/2013

[www.googleearth.com](http://www.googleearth.com) consulté le : 10/04/2013

# ANNEXES

**Annexe II.1 :**



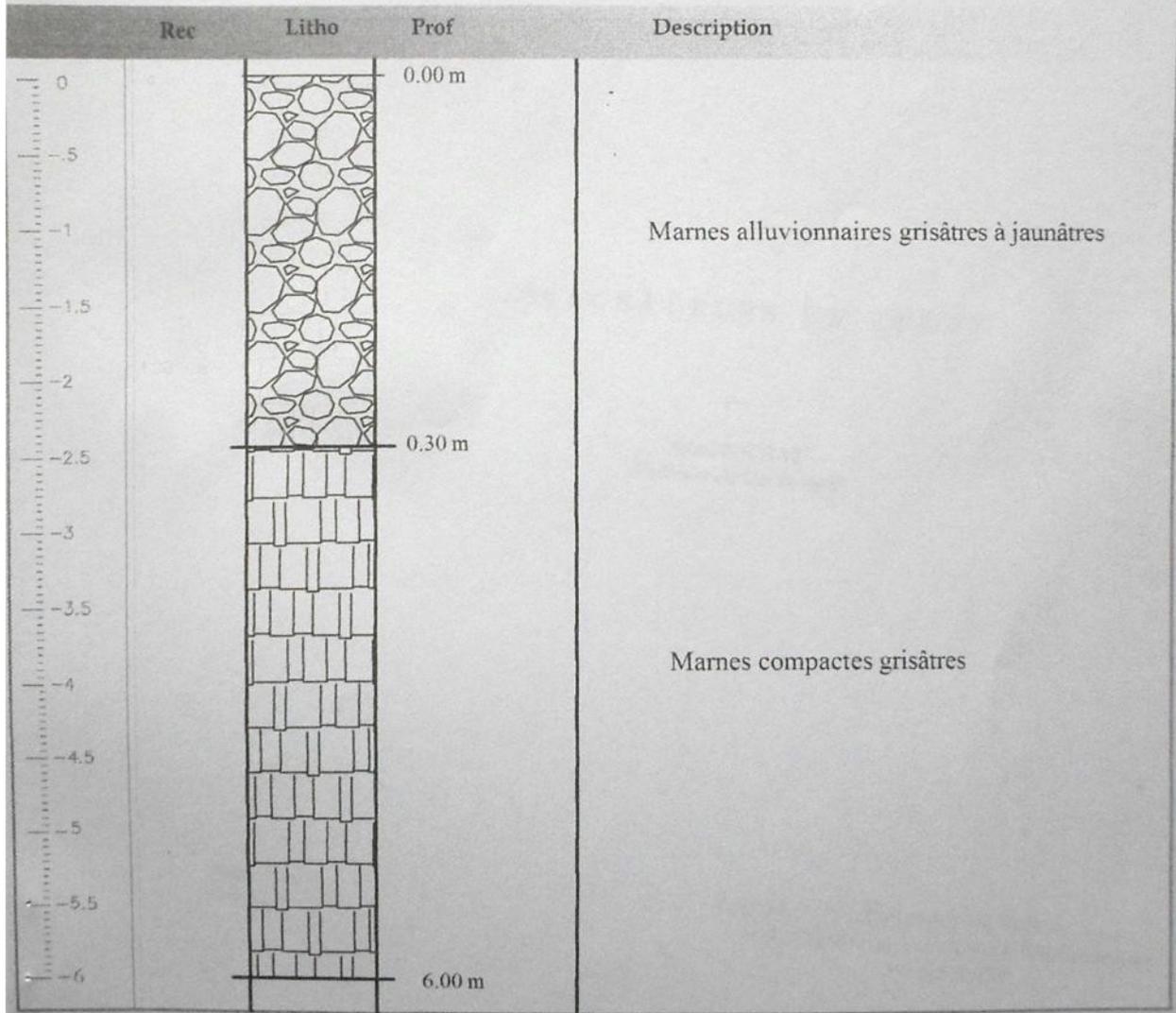


**COUPE LITHOLOGIQUE**

Coupe de Sondage: S2 Rive droite

Septembre 2010

Projet: RETENUE COLLINNAIRE KEF LAKHDAR



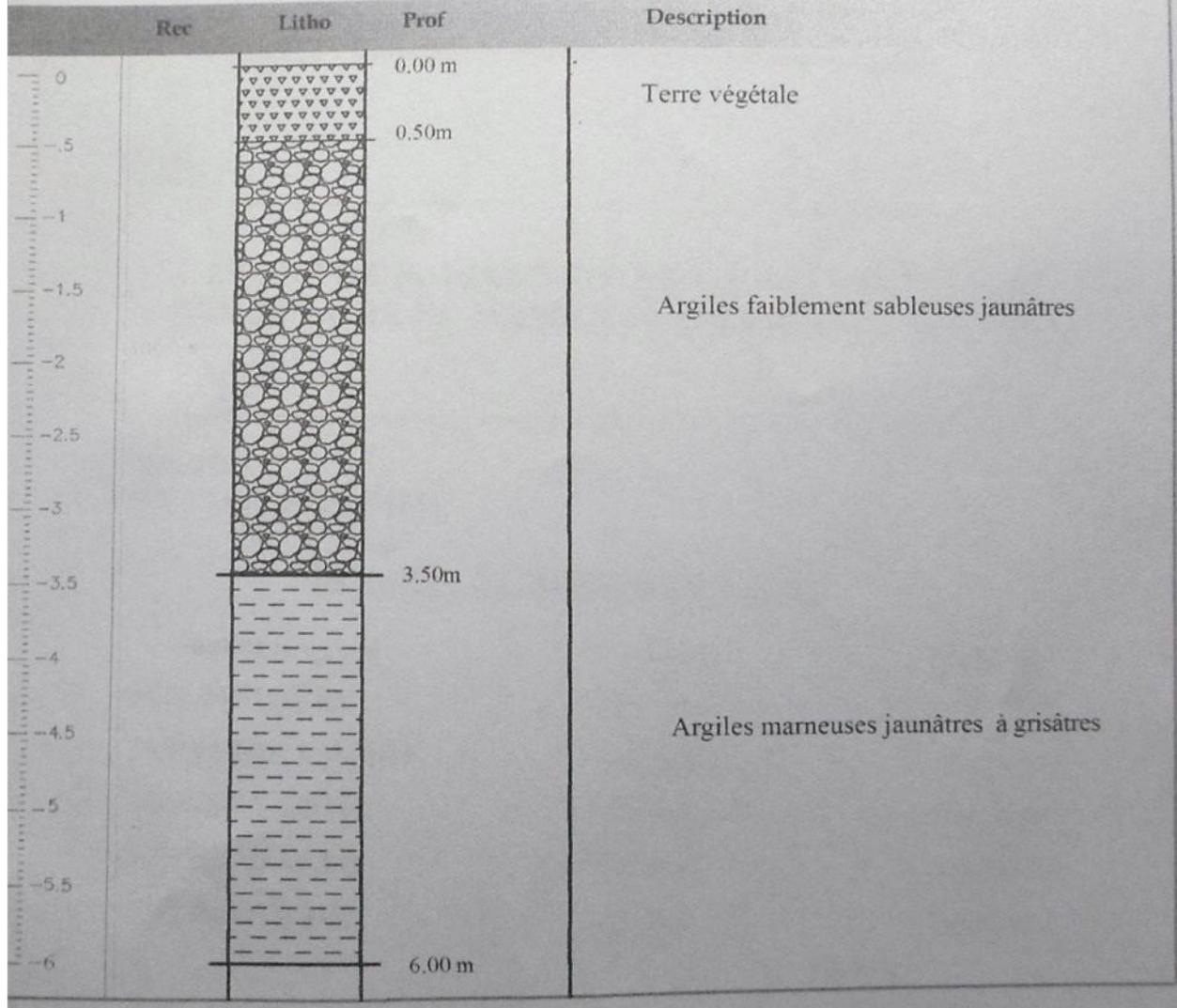


**COUPE LITHOLOGIQUE**

Coupe de Sondage : 53 axe d'Oued

Septembre 2010

Projet : RETENUE COLLINNAIRE KEF LAKHDAR



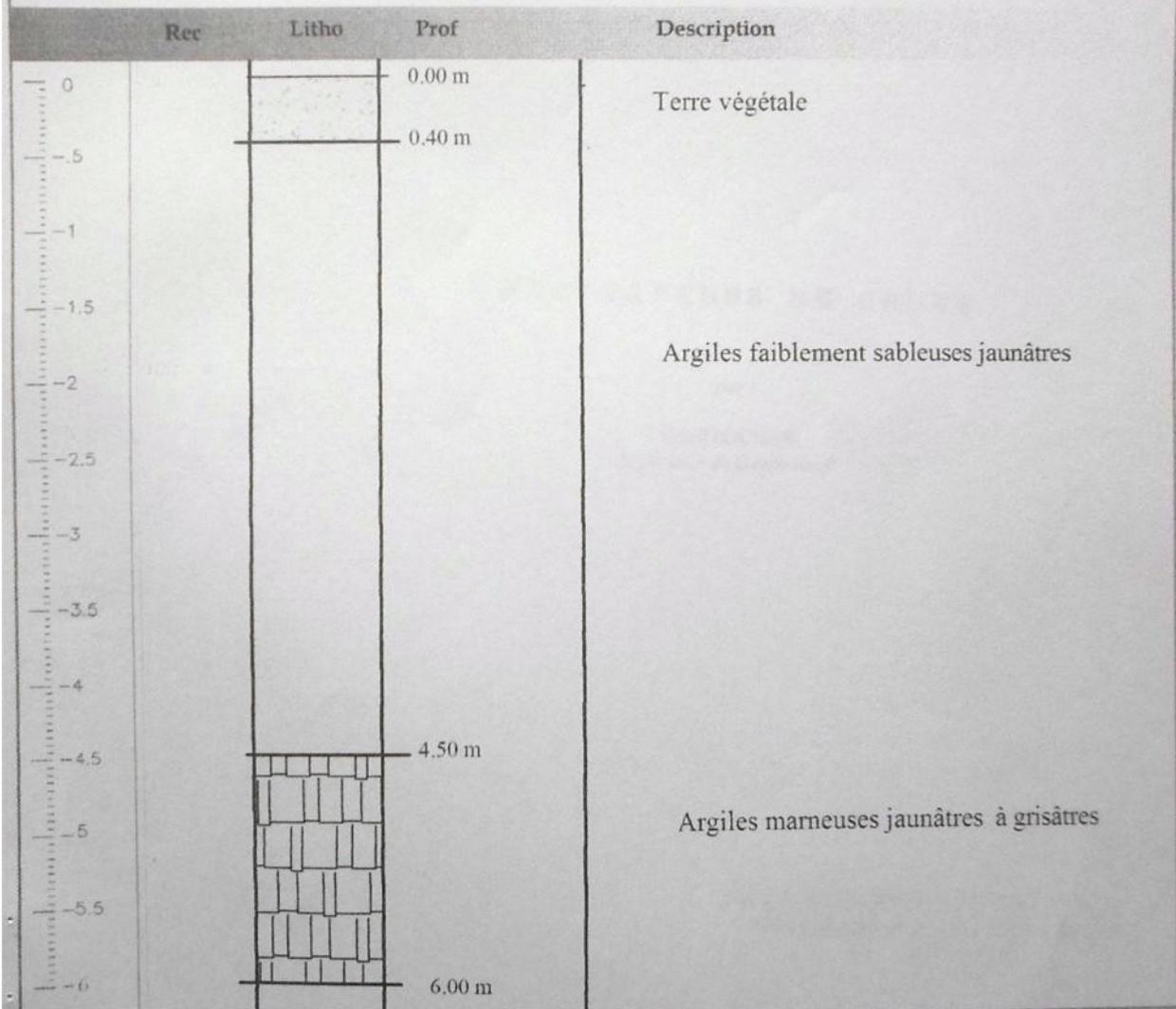


# COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de Sondage : S4 zone d'emprunt

Septembre 2010

Projet : RETENUE COLLINNAIRE KEF LAKHDAR



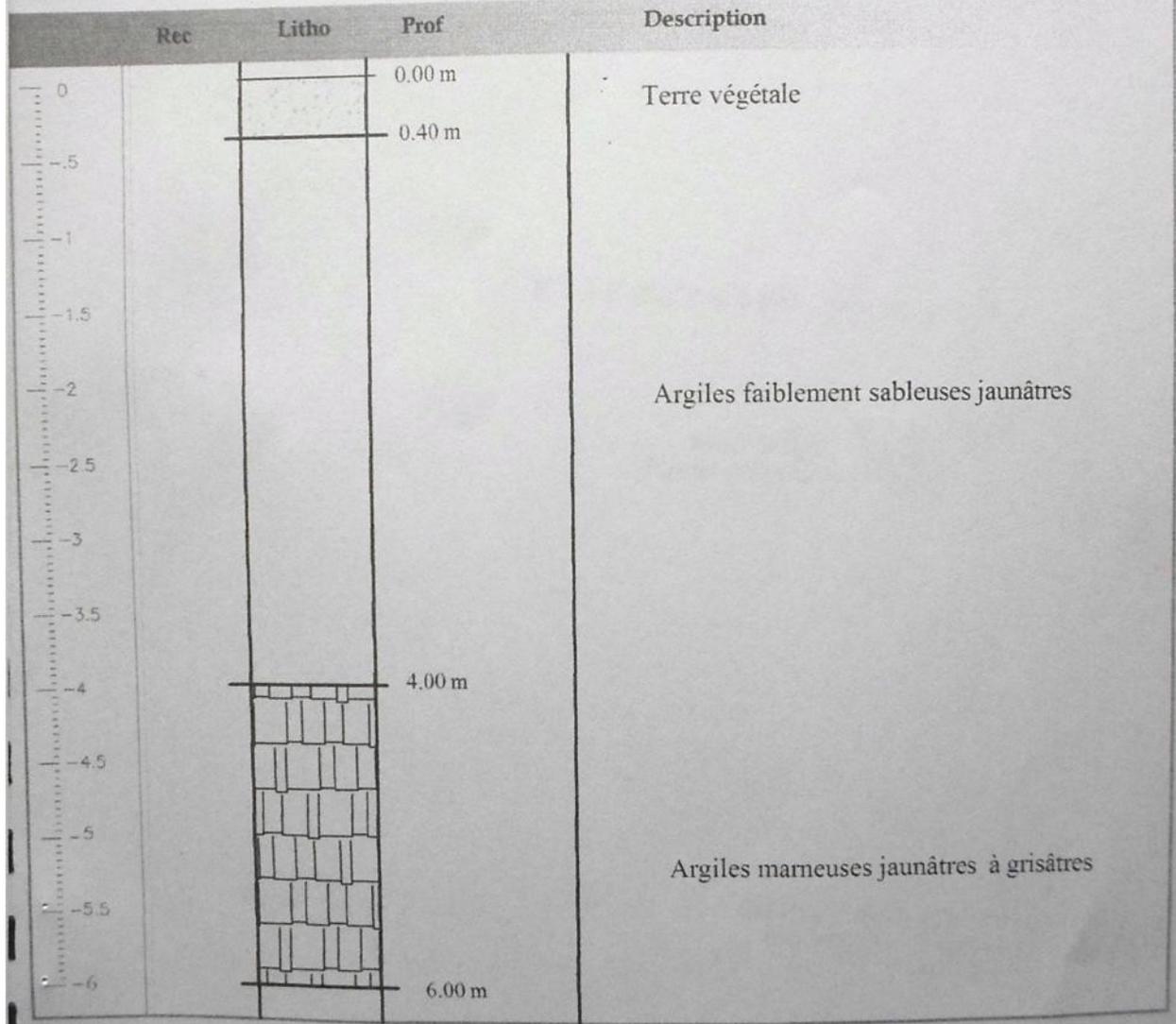


# COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de sondage : S5 zone d'emprunt

Septembre 2010

Projet : RETENUE COLLINNAIRE KEF LAKHDAR



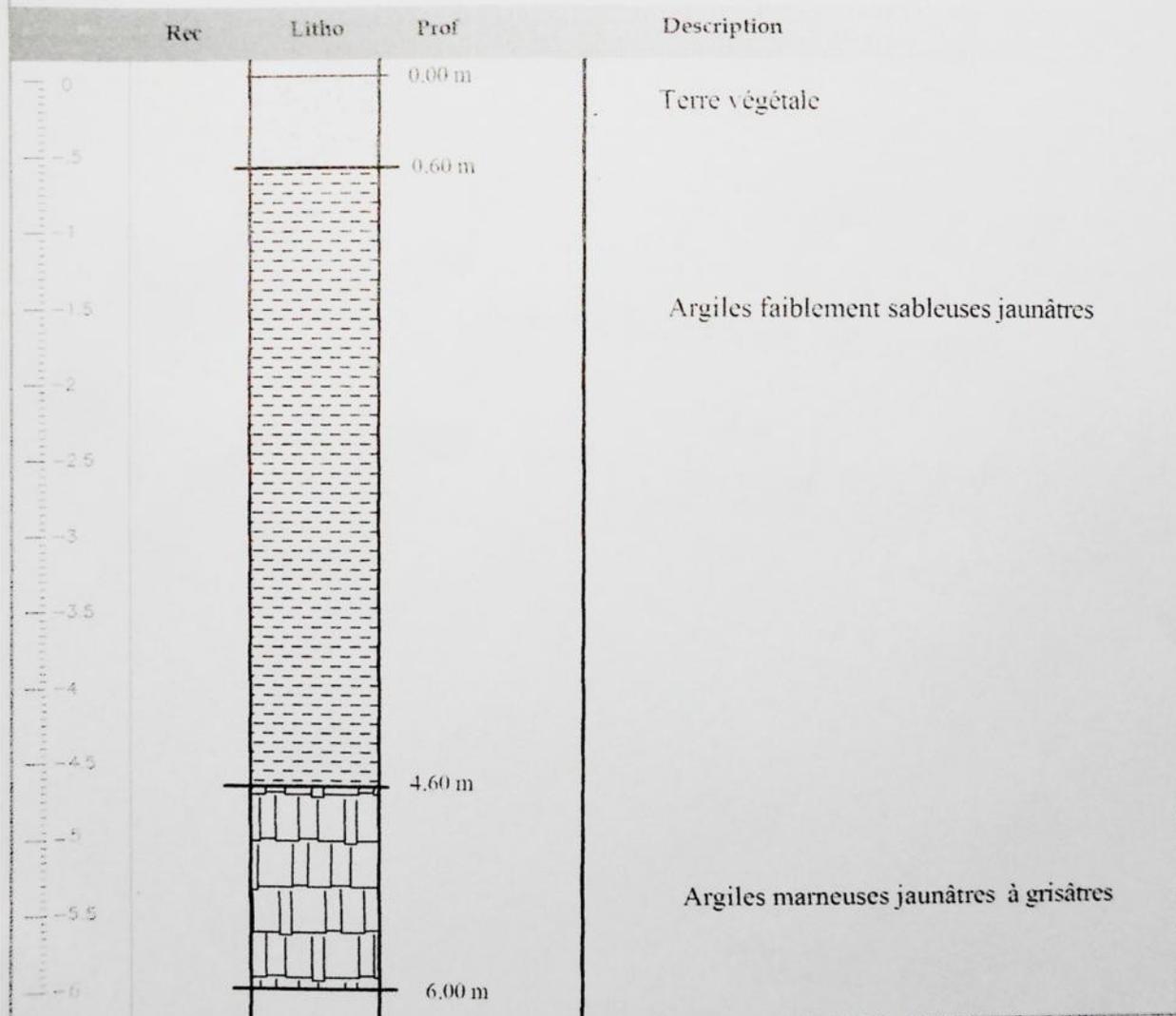


# COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de sondage : S6 zone d'emprunt

Septembre 2010

Projet : RETENUE COLLINNAIRE KEF LAKHDAR



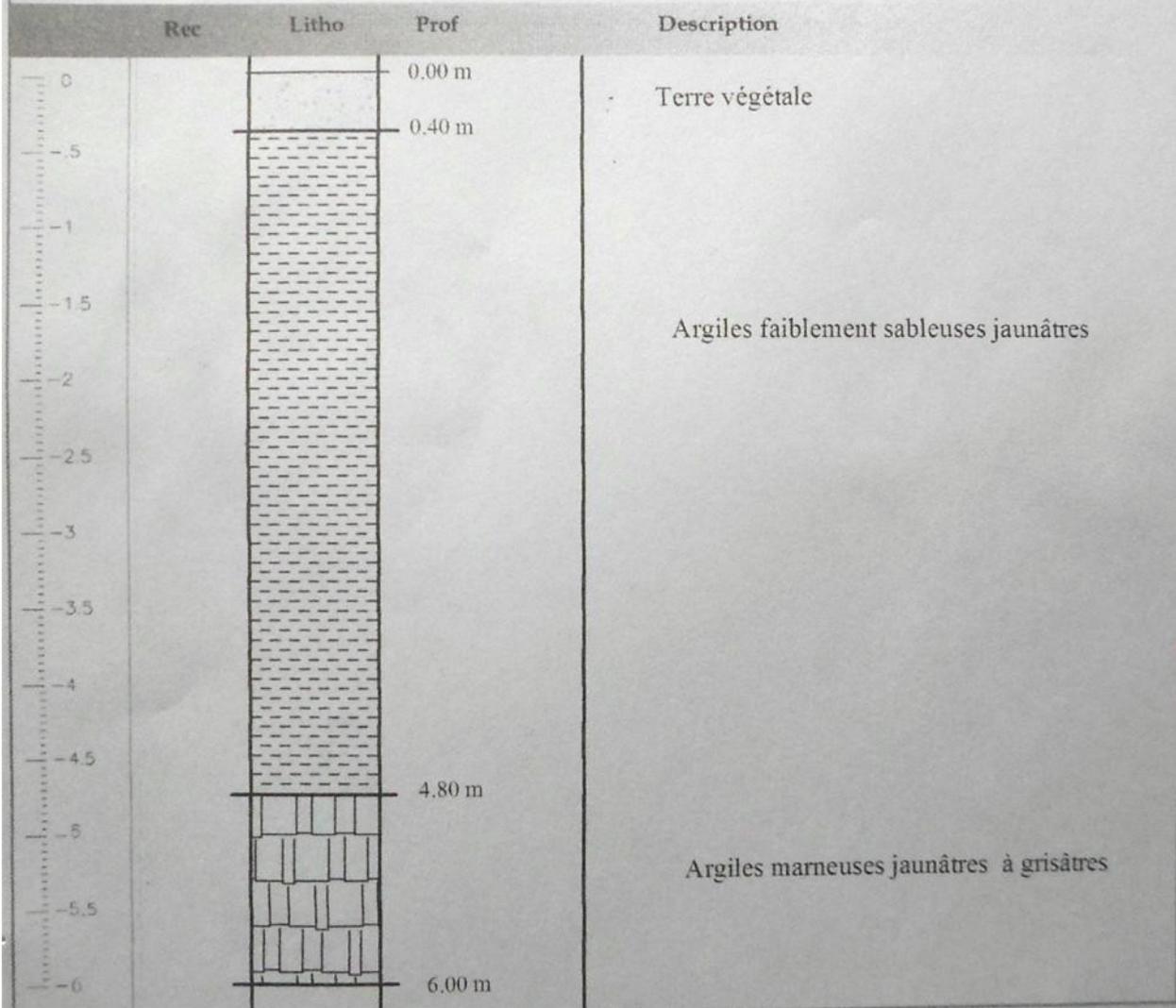


**COUPE LITHOLOGIQUE**

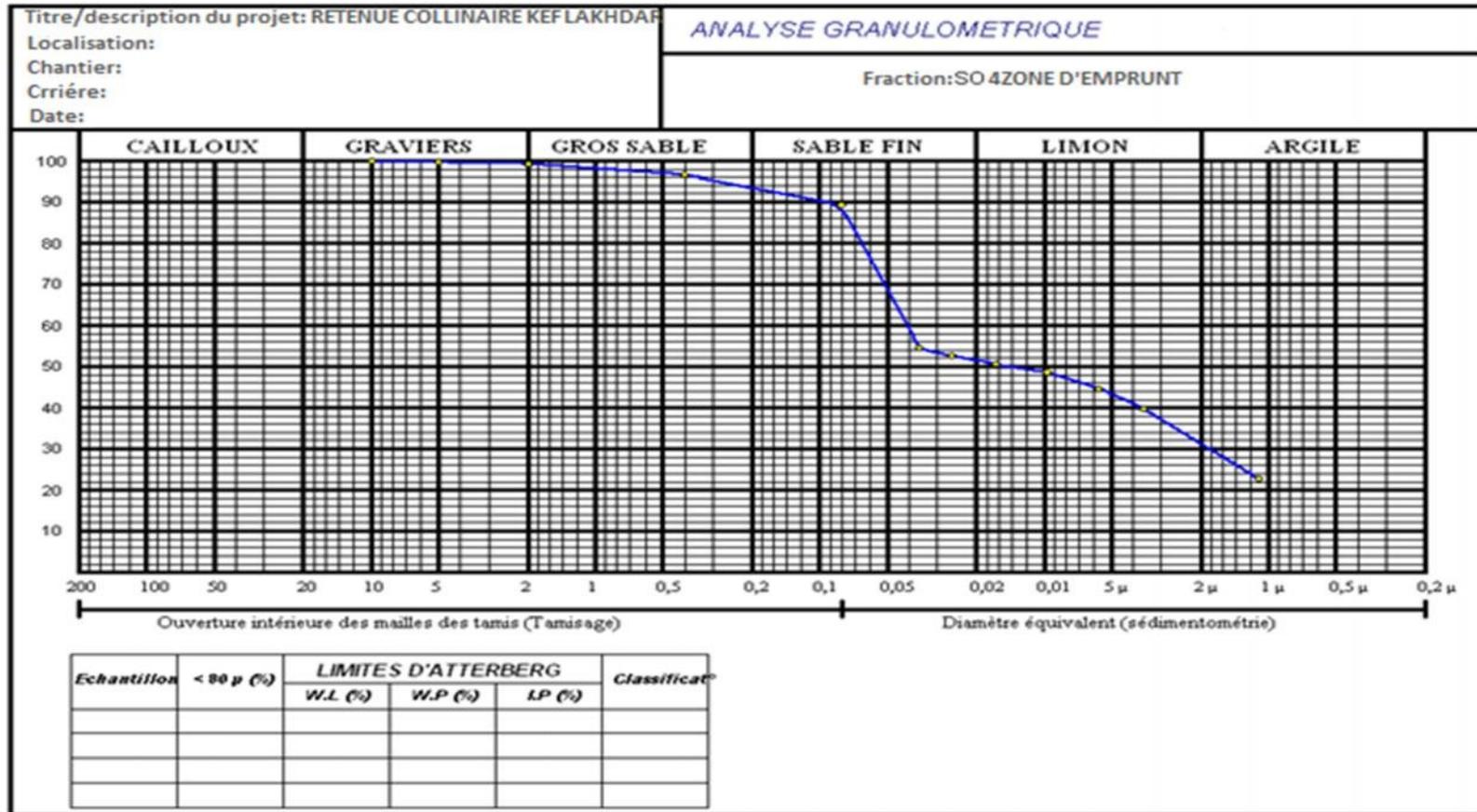
Coupe de Sondage : S7 zone d'emprunt

Septembre 2010

Projet : RETENUE COLLINNAIRE KEF LAKHDAR



## Annexe II.2 : Courbe granulométrique.



**Annexe II.3: résultats des essais chimiques**

<b>Sondage</b>	<b>Ech</b>	<b>Profondeur</b>	<b>PH (%)</b>	<b>Sulfates (SO<sub>4</sub><sup>--</sup>) (%)</b>	<b>Carbonates (CaCO<sub>3</sub>)</b>
<b>Fondati</b>					
<b>S 1</b>	E 1	1.5	8.0	0	12
	E 2	3.0	8.0	0	12
	E 3	4.5	8.1	0	28
	E 4	6.0	8.1	0	30
<b>S 2</b>	E 1	1.5	8.08	0	10
	E 2	3.0	8.1	0	12
	E 3	4.5	8.1	0	28
	E 4	6.0	8.1	0	29
<b>S 3</b>	E 1	1.5	8.1	0	14
	E 2	3.0	8.1	0	12
	E 3	4.5	8.1	0	28
	E 4	6.0	8.1	0	30
<b>Zoned'empr</b>					
<b>S 4</b>	E 1	1.5	7.9	0	12
	E 2	3.0	8.0	0	16
	E 3	4.5	8.1	0	24
	E 4	6.0	8.1	0	28
<b>S 5</b>	E 1	1.5	8.02	0	10
	E 2	3.0	8.1	0	16
	E 3	4.5	8.1	0	26
	E 4	6.0	8.1	0	30
<b>S 6</b>	E 1	1.5	8.1	0	10
	E 2	3.0	8.1	0	16
	E 3	4.5	8.1	0	27
	E 4	6.0	8.1	0	28
<b>S 7</b>	E 1	1.5	7.9	0	14
	E 2	3.0	8.0	0	18
	E 3	4.5	8.1	0	28
	E 4	6.0	8.2	0	31

**ANNEXE III.1 : PRECIPITATIONS MENSUELLES (mm) Corrigées**

Code station : 011104

Nom station : AIN BOUCIF

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1912	0,00	38,50	23,10	19,80	38,00	81,30	27,40	30,30	4,20	17,6 0	1,50	0,00	281,70
1913	0,00	22,10	7,00	25,10	147,3 0	66,00	31,40	90,70	24,80	20,3 0	0,00	7,60	442,30
1914	0,00	43,00	30,10	58,80	181,0 0	49,80	27,50	36,10	33,70	4,30	4,10	4,90	473,30
1915	19,9 0	36,10	23,80	13,80	8,40	98,10	113,5 0	37,30	29,50	8,20	2,00	0,90	391,50
1916	14,7 0	3,90	149,6 0	35,50	133,0 0	45,90	73,30	11,50	41,20	66,0 0	8,00	0,00	582,60
1917	8,20	31,40	59,90	60,40	30,60	0,00	51,40	76,10	40,60	49,3 0	0,00	0,00	407,90
1918	42,6 0	75,40	141,1 0	37,70	100,7 0	52,20	34,70	13,00	8,80	13,6 0	0,00	0,00	519,80
1925	93,0 0	48,80	49,20	27,00	2,50	17,20	46,50	51,40	21,20	5,50	10,8 0	5,70	378,80
1926	18,0 0	16,50	49,30	73,70	134,1 0	33,90	34,20	10,00	40,70	0,00	0,00	0,00	410,40
1927	17,0 0	30,00	51,00	56,00	78,30	39,00	105,0 0	22,00	73,70	1,50	0,00	10,0 0	483,50
1928	12,0 0	72,50	21,00	63,00	61,50	118,5 0	22,50	11,50	95,00	19,0 0	6,50	0,00	503,00
1929	81,0 0	13,00	22,50	30,00	87,50	111,0 0	23,00	60,50	59,50	0,00	0,00	0,00	488,00
1930	16,5 0	5,00	0,00	180,0 0	46,50	92,00	44,00	35,00	2,00	7,00	0,00	21,0 0	449,00
1931	17,5 0	8,00	12,50	100,5 0	22,00	83,00	19,50	36,50	36,50	11,0 0	0,00	2,50	349,50
1932	44,5 0	21,50	32,50	73,70	45,00	30,50	44,50	19,30	18,20	7,50	0,00	0,00	337,20
1933	60,0 0	3,50	53,40	119,8 0	48,00	48,00	112,8 0	25,60	61,00	0,00	2,00	19,0 0	553,10
1934	46,0 0	21,00	50,00	66,00	17,00	18,00	47,00	21,10	61,00	6,50	0,00	22,5 0	376,10
1935	0,00	54,00	31,50	27,50	51,00	110,0 0	80,00	43,00	133,0 0	16,5 0	0,00	5,00	551,50
1936	5,50	78,50	16,00	76,00	15,00	38,00	40,50	47,50	33,00	7,50	0,00	5,50	363,00
1937	20,5 0	41,50	20,00	116,5 0	36,50	12,00	8,00	58,00	48,50	57,0 0	0,00	0,00	418,50
1938	50,5 0	21,50	71,50	51,30	32,00	97,50	23,50	113,5 0	62,50	23,2 0	0,00	39,8 0	586,80
1939	30,9 0	33,80	26,00	38,80	80,00	49,80	47,50	0,00	26,50	69,5 0	0,00	9,50	412,30
1940	19,0 0	68,00	41,70	25,80	63,60	68,00	12,00	32,50	28,00	0,00	3,00	4,50	366,10
1941	71,5 0	32,50	78,20	13,80	69,50	44,50	23,00	21,30	22,50	2,50	0,00	3,00	382,30
1942	10,5 0	14,00	51,00	48,50	12,50	20,00	99,50	35,50	26,00	4,00	6,50	0,00	328,00
1943	32,5 0	102,5 0	34,70	110,5 0	0,00	33,50	53,50	21,00	10,00	48,5 0	1,50	3,50	451,70
1944	84,0 0	25,00	3,00	37,00	95,00	0,00	13,00	8,50	19,00	24,0 0	5,50	2,00	316,00
1948	0,70	12,50	13,00	50,35	29,40	49,70	37,50	62,50	60,00	9,50	0,00	10,0 0	335,15

1949	2,50	0,00	23,00	63,70	102,20	40,50	62,00	111,30	49,00	11,60	0,00	27,00	492,80
1967	1,25	0,00	62,80	25,10	1,00	25,00	58,60	0,00	10,50	0,00	0,00	0,00	184,25
1968	0,00	0,00	97,90	94,40	44,90	63,20	39,90	31,90	9,00	30,90	0,00	0,00	412,10
1969	32,90	115,60	66,70	113,00	67,80	0,00	32,00	23,80	27,50	1,80	0,90	0,00	482,00
1970	0,00	2,70	1,50	23,60	44,30	16,00	54,40	68,50	24,20	0,00	0,00	0,00	235,20
1971	11,50	49,30	76,80	54,10	90,50	45,90	69,70	20,30	57,00	11,60	0,00	6,60	493,30
1972	51,00	97,00	44,80	18,80	23,20	58,30	40,40	53,30	0,00	21,20	0,00	4,80	412,80
1973	30,40	63,20	8,50	89,10	4,30	84,20	100,60	87,50	6,50	39,70	3,00	3,00	520,00
1974	9,80	29,40	35,00	4,00	31,80	59,50	104,00	37,30	14,20	5,50	2,20	14,50	347,20
1975	2,80	0,00	15,90	6,30	5,80	18,90	8,70	15,50	11,90	3,40	9,70	2,80	101,70
1976	13,30	20,80	15,20	20,30	21,50	4,80	1,40	6,20	11,10	1,70	0,30	2,70	119,30
1977	0,80	6,20	6,80	7,20	40,10	9,90	21,50	8,70	8,50	0,70	0,00	0,40	110,80
1978	0,60	24,30	16,60	17,50	50,10	88,60	33,50	11,20	2,20	7,10	0,00	0,80	252,50
1979	14,20	25,00	9,40	32,30	16,00	8,30	13,00	15,80	10,00	1,30	0,00	1,60	146,90
1980	14,10	6,20	11,00	37,00	29,00	17,60	9,90	17,00	3,90	4,50	0,00	6,40	156,60
1981	1,50	3,10	0,00	16,10	21,00	18,40	7,40	18,00	15,30	3,40	0,90	0,50	105,60
1982	5,30	14,40	47,70	21,60	0,00	57,60	8,70	5,70	1,00	0,00	0,00	0,60	162,60
1983	0,00	1,30	12,30	15,50	11,40	12,90	11,10	14,40	20,30	5,40	0,00	0,00	104,60
1984	5,00	14,60	24,30	45,30	82,80	42,90	53,70	0,80	39,40	1,20	0,20	0,20	310,40
1985	39,00	13,10	38,40	45,90	93,70	94,20	66,60	30,10	22,30	25,20	0,00	41,90	510,40
1986	50,80	87,30	82,10	58,60	69,10	197,30	13,20	14,50	25,80	23,30	68,00	4,60	694,60
1987	28,10	84,40	131,80	101,90	141,00	73,20	55,80	54,30	73,10	38,80	0,00	4,60	787,00
1988	15,60	17,30	45,90	46,80	20,10	39,20	39,50	74,60	12,40	34,20	11,30	18,40	375,30
1989	25,00	29,40	49,70	40,20	95,60	1,30	97,50	89,90	51,20	14,00	20,40	1,00	515,20
1990	1,10	1,20	5,00	9,40	2,10	30,90	11,90	3,60	2,40	0,20	0,00	0,70	68,50
1991	2,90	11,40	1,00	1,50	4,90	3,40	31,10	61,80	64,00	6,85	1,60	0,00	190,45
1992	2,20	53,80	14,50	42,80	*****	3,20	1,30	0,70	1,60	13,50	0,00	0,00	133,60
1993	50,00	0,20	22,00	56,10	30,00	15,00	0,00	0,20	0,10	0,00	0,20	0,30	174,10
1994	48,00	75,00	22,00	9,00	129,10	16,00	92,00	0,00	14,00	44,00	6,00	8,00	463,10
1995	51,00	5,00	49,30	30,20	106,70	81,10	57,90	69,90	28,50	52,50	18,80	6,20	557,10
1996	72,00	28,60	25,40	65,70	62,90	8,20	0,00	94,50	25,30	11,30	4,20	60,70	458,80
1997	38,80	70,60	92,70	63,40	5,80	70,70	5,50	12,30	111,70	0,00	0,00	0,00	471,50
1998	53,50	32,50	39,00	29,50	112,60	79,60	8,90	0,00	15,00	4,40	0,00	4,20	379,20
1999	47,30	29,10	38,80	52,80	1,00	0,00	12,30	40,50	14,20	0,40	0,00	0,00	236,40
2000	22,60	44,60	34,00	83,30	150,30	7,80	1,40	33,50	16,20	0,00	0,00	6,20	399,90
2001	40,6	16,50	23,80	17,40	17,10	19,10	0,00	5,20	0,00	9,00	22,4	27,1	198,20

	0										0	0	
2002	6,50	0,00	120,7 0	135,3 0	169,9 0	62,60	0,00	16,00	6,40	6,00	12,7 0	4,20	540,30
2003	29,4 0	87,20	125,8 0	80,10	33,70	44,50	12,55	70,80	87,40	10,0 0	0,00	22,2 0	603,65
2004	13,0 0	10,70	26,20	60,20	50,00	26,40	25,10	4,00	0,00	6,00	8,10	0,00	229,70
2005	31,4 0	5,35	20,80	38,00	72,00	61,30	21,00	19,20	20,05	4,00	0,00	0,00	293,10
2006	40,7 0	0,00	15,40	28,10	12,00	53,20	142,1 0	172,9 0	40,10	20,2 0	9,00	0,20	533,90
2007	50,0 0	81,00	75,50	18,20	19,00	45,10	52,30	22,30	47,20	37,0 0	6,00	0,40	454,00
<b>Moyenne</b>	<b>25.3 3</b>	<b>31.88</b>	<b>40.55</b>	<b>49.37</b>	<b>53.60</b>	<b>45.90</b>	<b>39.64</b>	<b>35.27</b>	<b>30.30</b>	<b>14.4 5</b>	<b>3.68</b>	<b>6.57</b>	<b>376.54</b>

ANNEXE III.2 : PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES (mm) CORRIGÉES

Code station : 011104

Nom station : AIN BOUCIF

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1912	0,0	16,5	4,5	10,7	12,3	27,1	7,7	8,9	3,6	7,9	1,5	0,0	27,1
1913	0,0	22,1	4,2	11,3	30,8	20,0	18,8	38,0	8,0	9,5	0,0	4,6	38,0
1914	0,0	22,3	7,8	13,1	39,0	25,8	8,7	12,3	7,6	2,7	2,6	4,9	39,0
1915	8,6	19,2	8,9	4,2	4,1	27,7	43,3	10,0	15,2	4,3	1,1	0,9	43,3
1916	10,5	3,4	47,3	16,5	34,6	18,7	12,1	5,4	20,2	25,1	4,8	0,0	47,3
1917	4,8	11,1	23,3	22,4	11,8	0,0	17,3	15,0	18,2	12,8	0,0	0,0	23,3
1918	26,1	27,0	26,2	8,8	26,0	30,4	11,0	9,0	4,4	4,4	0,0	0,0	30,4
1925	45,0	17,5	17,0	12,0	1,5	6,5	23,6	30,0	12,0	3,0	8,0	5,7	45,0
1926	8,0	5,7	18,2	39,0	21,0	11,3	20,0	10,0	27,7	0,0	0,0	0,0	39,0
1927	13,0	8,0	11,0	14,8	15,5	15,5	20,0	8,0	30,0	1,5	0,0	4,5	30,0
1928	4,0	24,0	3,0	15,5	27,0	32,0	11,0	4,5	48,0	14,5	6,5	0,0	48,0
1929	43,0	5,0	7,5	8,5	18,0	37,5	12,5	22,5	57,5	0,0	0,0	0,0	57,5
1930	7,0	5,0	0,0	74,0	20,0	17,0	10,0	8,5	2,0	6,0	0,0	21,0	74,0
1931	11,0	3,0	3,0	35,0	19,5	18,0	5,0	13,0	23,5	5,0	0,0	1,5	35,0
1932	31,0	13,5	14,0	22,0	15,0	11,0	21,0	10,5	6,5	4,5	0,0	0,0	31,0
1933	16,0	3,5	8,5	49,0	25,0	20,0	33,0	8,0	15,0	0,0	2,0	11,0	49,0
1934	31,5	9,5	12,0	19,0	6,5	7,5	17,0	6,0	19,0	5,0	0,0	9,0	31,5
1935	0,0	8,5	10,5	9,0	20,0	26,0	31,0	10,5	37,0	9,0	0,0	2,0	37,0
1936	2,5	38,5	10,0	36,0	4,0	21,5	8,0	12,0	17,0	6,0	0,0	5,5	38,5
1937	12,0	14,0	11,0	36,0	15,0	6,0	5,0	21,0	23,0	25,5	0,0	0,0	36,0
1938	38,0	12,5	15,0	9,0	11,5	38,0	9,0	33,0	18,5	9,5	0,0	16,0	38,0
1939	23,7	10,2	26,0	12,5	10,0	18,0	36,5	0,0	15,5	19,0	0,0	8,0	36,5
1940	17,0	17,0	14,0	8,0	24,0	17,5	6,0	6,5	8,3	0,0	3,0	3,0	24,0
1941	14,0	23,5	24,0	4,5	20,5	13,0	11,0	11,0	5,0	2,5	0,0	3,0	24,0
1942	4,5	10,0	14,5	18,5	3,5	7,0	38,0	13,0	18,0	4,0	2,0	0,0	38,0
1943	15,0	55,0	9,0	31,5	0,0	7,5	16,0	10,0	7,5	14,0	1,5	2,0	55,0
1944	25,0	6,0	2,0	18,0	27,0	0,0	6,0	4,5	16,0	10,0	4,0	2,0	27,0
1949	1,5	0,0	8,0	17,7	27,3	10,2	29,2	39,7	13,2	6,2	0,0	13,8	39,7
1967	*****	*****	30,8	6,0	1,0	5,0	29,0	0,0	10,5	0,0	0,0	0,0	30,8
1968	0,0	0,0	43,8	23,8	19,5	40,8	12,8	12,1	9,0	17,3	0,0	0,0	43,8
1969	11,4	26,3	19,5	40,0	21,5	0,0	15,0	11,6	10,0	1,8	0,9	0,0	40,0
1970	0,0	2,3	1,5	8,0	11,5	8,0	12,7	33,0	11,0	0,0	0,0	0,0	33,0
1971	5,3	31,2	26,5	12,0	30,8	19,7	36,0	11,8	20,3	5,6	0,0	4,2	36,0

1972	14,8	34,0	23,7	6,3	4,2	14,2	8,8	26,5	0,0	9,2	0,0*	*****	34,0
1973	*****	*****	4,5	19,5	3,0	14,0	47,0	26,0	5,5	16,0	3,0	3,0	47,0
1974	3,5	10,0	13,0	4,0	18,0	22,5	25,0	11,0	4,5	5,5	2,2	3,2	25,0
1975	1,6	0,0	3,3	2,4	2,5	3,6	2,2	3,1	1,9	1,8	2,0	1,3	3,6
1976	1,8	2,5	2,6	3,2	2,4	2,0	0,8	2,3	2,1	1,1	0,3	0,8	3,2
1977	*****	1,6	2,1	2,6	2,5	2,3	3,4	*****	2,2	0,7	0,0	0,4	3,4
1978	0,6	5,5	5,0	3,0	6,8	18,0	20,3	3,2	1,6	3,1	0,0	0,8	20,3
1979	4,6	3,4	3,4	18,0	2,7	2,3	3,3	2,8	2,2	1,3	0,0	1,0	18,0
1980	2,6	1,8	1,8	22,0	18,0	2,8	2,8	1,8	1,4	1,9	0,0	1,7	22,0
1981	1,5	1,2	0,0	4,0	3,1	3,0	1,5	3,0	2,4	1,6	0,6	0,5	4,0
1982	0,0	2,9	23,3	0,0	0,0	17,1	1,7	1,6	0,6	0,0	0,0	0,6	23,3
1983	0,0	1,0	2,8	2,1	2,0	1,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,8
1984	2,3	3,4	3,5	22,0	22,0	11,5	13,6	0,6	6,4	0,6	0,2	0,2	22,0
1985	18,1	4,6	7,1	14,3	23,9	16,5	14,8	4,1	11,6	12,0	0,0	15,3	23,9
1986	20,8	18,3	21,7	11,8	24,5	23,0	4,8	3,7	15,3	9,9	22,3	4,6	24,5
1989	1,6	0,6	0,7	0,4	2,1	0,0	2,1	1,2	2,1	0,3	2,2	0,6	2,2
1990	0,4	1,0	1,8	2,4	1,6	8,2	2,3	1,0	1,0	0,2	0,0	0,5	8,2
1991	1,3	2,6	1,0	0,4	2,5	3,0	12,0	26,0	17,0	*****	1,0	0,0	26,0
1992	1,1	11,0	13,0	8,2	*****	1,2	1,0	0,4	1,0	6,1	0,0	0,0	13,0
1993	19,0	0,2	12,0	17,0	16,0	6,0	0,0	0,2	0,1	0,0	0,2	0,3	19,0
1994	20,0	11,0	11,0	5,0	72,0	16,0	24,0	0,0	6,0	11,0	6,0	8,0	72,0
1995	17,0	4,0	12,0	13,0	19,0	27,4	21,2	25,0	9,0	21,0	16,4	6,2	27,4
1996	12,0	9,1	12,2	18,2	14,2	6,0	0,0	25,3	12,4	8,2	4,2	17,3	25,3
1997	15,0	21,2	17,2	12,0	4,0	20,1	4,1	6,3	23,4	0,0	0,0	0,0	23,4
1998	22,6	18,6	16,3	15,4	20,2	33,5	*****	0,0	10,4	4,4	0,0	4,2	33,5
1999	15,3	9,3	11,3	10,4	1,0	0,0	6,1	9,0	6,1	0,4	0,0	0,0	15,3
2000	10,2	14,1	7,4	18,6	18,4	4,0	1,4	12,1	6,0	0,0	0,0	6,2	18,6
2001	9,3	7,4	6,2	4,2	8,3	8,0	0,0	4,2	0,0	9,0	9,0	7,2	9,3
2002	4,4	0,0	21,1	24,9	25,1	28,0	0,0	6,4	6,4	6,0	6,2	4,2	28,0
2003	10,6	20,5	32,0	25,0	20,2		*****	19,1	18,4	6,0	0,0	9,1	32,0
2004	7,0	6,7	10,0	12,0	24,0	15,0	13,0	4,0	0,0	6,0	8,1	0,0	24,0
2005	9,0	*****	*****	7,0	18,0	14,0	9,0	12,0		4,0	0,0	0,0	18,0
2006		0,0	15,4	*****	8,0	9,0	28,2	24,0	10,0	14,0	9,0		28,2
2007	25,0	23,0	16,1	7,2	13,0	15,0	24,0	7,0	9,2	18,0	*****	0,4	25,0

### Annexe.III.3

**Tableau.1 :** volume des pertes dans la retenue (2<sup>ème</sup> approximation)

Mois	Vmoy (m <sup>3</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Eva (mm)	Veva (m <sup>3</sup> )	Vinf (m <sup>3</sup> )	Π (m <sup>3</sup> )
Oct	30709.95	11251.00	143	1608.89	153.55	1762.44
Nov	39811.80	13584.00	93	1263.31	199.06	1462.37
Déc	51698.56	16097.00	70	1126.79	258.49	1385.28
Jan	68943.13	19719.00	69	1360.61	344.72	1705.33
Fév	79565.19	21596.00	72	1554.91	397.83	1952.74
Mar	79565.19	21596.00	108	2332.37	397.83	2730.19
Avr	79565.19	21596.00	135	2915.46	397.83	3313.29
Mai	77757.47	21294.00	186	3960.68	388.79	4349.47
Jou	69732.98	19871.00	261	5186.33	348.66	5535.00
Jui	53958.19	16575.00	337	5585.78	269.79	5855.57
Aou	37442.90	13024.00	309	4024.42	187.21	4211.63
Sep	28678.99	10690.00	193	2063.17	143.39	2206.56

**Tableau.2 :** volume des pertes dans la retenue (3<sup>ème</sup> approximation)

Mois	Vmoy (m <sup>3</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Eva (mm)	Veva (m <sup>3</sup> )	Vinf (m <sup>3</sup> )	Π (m <sup>3</sup> )
Oct	30729.93	11257.00	143	1609.75	153.65	1763.40
Nov	39884.78	13601.00	93	1264.89	199.42	1464.32
Déc	51829.37	16124.00	70	1128.68	259.15	1387.83
Jan	65592.73	19052.00	69	1314.59	327.96	1642.55
Fév	77429.24	21238.00	72	1529.14	387.15	1916.28
Mar	82149.72	22026.00	108	2378.81	410.75	2789.56
Avr	82149.72	22026.00	135	2973.51	410.75	3384.26
Mai	79979.54	21655.00	186	4027.83	399.90	4427.73
Jou	71189.71	20143.00	261	5257.32	355.95	5613.27
Jui	54688.72	16731.00	337	5638.35	273.44	5911.79
Aou	37677.85	13082.00	309	4042.34	188.39	4230.73
Sep	28710.33	10698.00	193	2064.71	143.55	2208.27

**Tableau.1 : Régularisation saisonnière en tenant compte des débits approximatifs**

Mois	A <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	Π (m3)	A-U-Π (m <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
					V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )
<b>Oct</b>	9477.61	0	1762.44	7715.17	26872.35	26872.35	0	0	26872.35	0
					34587.52	34587.52	0	19157.18	26872.35	7715.17
<b>Nov</b>	12056.9	0	1462.37	10594.53	45182.05	45182.05	0	19103.55	26872.35	7768.80
					58476.69	58476.69	0	29698.08	29698.08	0.00
<b>Dec</b>	14679.93	0	1385.28	13294.65	72708.76	72708.76	0.00	42992.72	42992.72	0.00
					84404.02	82149.72	2254.30	57224.79	57224.79	0.00
<b>Jan</b>	15937.39	0	1705.33	14232.06	91204.79	82149.72	9055.08	68920.05	68920.05	0.00
					86324.31	82149.72	4174.59	77975.12	77975.12	0.00
<b>Fév</b>	13648	0	1952.74	11695.26	77809.37	77809.37	0	82149.72	82149.72	0.00
					64570.06	64570.06	0	77809.37	77809.37	0.00
<b>Mars</b>	11785.27	0	2730.19	9055.08	44807.38	44807.38	0	64570.06	64570.06	0.00
					30548.31	30548.31	0	44807.38	44807.38	0.00
<b>Avr</b>	10487.88	3000	3313.29	4174.59	<b>26872.35</b>	<b>26872.35</b>	0	30548.31	30548.31	0
							<b>15483.97</b>	26872.35	26872.35	<b>15483.97</b>
<b>Mais</b>	9009.12	9000	4349.47	-4340.35						
<b>Juin</b>	4295.69	12000	5535.00	-13239.31						
<b>Juil</b>	1092.88	15000	5855.57	-19762.69						
<b>Aout</b>	1952.57	12000	4211.63	-14259.06						
<b>Sep</b>	7530.6	9000	2206.56	-3675.96						
<b>Total</b>	<b>111953.84</b>	<b>60000</b>	<b>36469.87</b>							

**Tableau.1 : Régularisation saisonnière en tenant compte des approximations**

Mois	A <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	Π (m <sup>3</sup> )	A-U-Π (m <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
					V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S (m <sup>3</sup> )
<b>Oct</b>	9477.61	0	1763.40	7714.21	26872.35	26872.35	0	0	26872.35	0
					34586.56	34586.56	0	19158.14	26872.35	7714.21
<b>Nov</b>	12056.9	0	1464.32	10592.58	45179.14	45179.14	0	19372.70	26872.35	7499.65
					58471.25	58471.25	0	29965.28	29965.28	0.00
<b>Dec</b>	14679.93	0	1387.83	13292.10	72766.08	72766.08	0.00	43257.38	43257.38	0.00
					84497.80	82383.27	2114.53	57552.22	57552.22	0.00
<b>Jan</b>	15937.39	0	1642.55	14294.84	91378.99	82383.27	8995.71	69283.94	69283.94	0.00
					86486.89	82383.27	4103.62	78279.65	78279.65	0.00
<b>Fév</b>	13648	0	1916.28	11731.72	77964.67	77964.67	0	82383.27	82383.27	0.00
					64647.08	64647.08	0	77964.67	77964.67	0.00
<b>Mars</b>	11785.27	0	2789.56	8995.71	44828.17	44828.17	0	64647.08	64647.08	0.00
					30550.02	30550.02	0	44828.17	44828.17	0.00
<b>Avr</b>	10487.88	3000	3384.26	4103.62	<b>26872.35</b>	<b>26872.35</b>	0	30550.02	30550.02	0
							<b>15213.86</b>	26872.35	26872.35	<b>15213.86</b>
<b>Mais</b>	9009.12	9000	4427.73	-4418.61						
<b>Juin</b>	4295.69	12000	5613.27	-13317.58						
<b>Juil</b>	1092.88	15000	5911.79	-19818.91						
<b>Aout</b>	1952.57	12000	4230.73	-14278.16						
<b>Sep</b>	7530.6	9000	2208.27	-3677.67						
<b>Total</b>	<b>111953.84</b>	<b>60000</b>	<b>36739.976</b>							



**ANNEXE. III.4 . Volumes des digues en fonction de la largeur b.**

**Tableau.1 :**

digue N°1 pour Hb=11.99m et b=8m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	6	0	125.0459	20.8	1300.47736
2	5.74	37.57	125.0459	319.3259	24.72	5492.435448
3	9.74	59.57	319.3259	449.4659	28.25	10859.18418
4	11.74	70.57	449.4659	262.5059	24.25	8632.658075
5	8.74	54.07	262.5059	90.2259	19.73	3479.699207
6	4.74	32.07	90.2259	0	15.83	714.1379985
7	0	6	0	0	0	0
Total					133.58	30478.59226

**Tableau .2 :**

digue N°2 pour Hb=11.74m et b=10m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	6	0	120.9465	20.5	1239.701369
2	5.63	36.965	120.946475	312.8065	24.76	5369.861521
3	9.63	58.965	312.806475	441.7365	28.25	10657.91917
4	11.63	69.965	441.736475	256.5915	24.25	8467.226394
5	8.63	53.465	256.591475	86.7315	19.7	3381.731058
6	4.63	31.465	86.731475	0	15.75	683.0103656
7	0	6	0	0	0	0
Total					133.21	29799.44988

**Tableau .3 :**

digue N°3 pour Hb=11.56m et b=12m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	6	0	116.5503	20.2	1177.157778
2	5.51	36.305	116.550275	305.7703	24.72	5219.881998
3	9.51	58.305	305.770275	433.3803	28.25	10440.50152
4	11.51	69.305	433.380275	250.2153	24.25	8288.596044
5	8.51	52.805	250.215275	82.9953	19.7	3282.123918
6	4.51	30.805	82.995275	0	15.65	649.4380269
7	0	6	0	0	0	0
Total					132.77	29057.69928

**Tableau .4 :**

digue N°4 pour Hb=11.51m et b=14m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	6	0	115.1025	20	1151.02475
2	5.47	36.085	115.102475	303.4425	24.7	5169.030133
3	9.47	58.085	303.442475	430.6125	28.25	10368.52617
4	11.47	69.085	430.612475	248.1075	24.25	8229.479394
5	8.47	52.585	248.107475	81.7675	19.7	3249.268258
6	4.47	30.585	81.767475	0	15.74	643.5100283
7	0	6	0	0	0	0
Total					132.64	28810.83873

**Tableau .5 :**

digue N°5 pour Hb=11.46m et b=16m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	6	0	113.6635	19.96	1134.361481
2	5.43	35.865	113.663475	301.1235	24.58	5097.731616
3	9.43	57.865	301.123475	427.8535	28.25	10296.79942
4	11.43	68.865	427.853475	246.0085	24.25	8170.576144
5	8.43	52.365	246.008475	80.5485	19.7	3216.585958
6	4.43	30.365	80.548475	0	15.72	633.1110135
7	0	6	0	0	0	0
Total					132.46	28549.16563

**Tableau .6 :**

digue N°6 pour Hb=11.42m et b=18m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	6	0	111.8771	19.88	1112.058374
2	5.38	35.59	111.8771	298.2371	24.54	5032.101234
3	9.38	57.59	298.2371	424.4171	28.25	10207.49058
4	11.38	68.59	424.4171	243.3971	24.25	8097.247175
5	8.38	52.09	243.3971	79.0371	19.68	3172.752528
6	4.38	30.09	79.0371	0	15.69	620.0460495
7	0	6	0	0	0	0
Total					132.29	28241.69594

**Tableau .7 :**

digue N°7 pour Hb=11.40m et b=20m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m <sup>2</sup> )	Wi+1 (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Vi (m <sup>3</sup> )
1	0	6	0	110.1045	19.84	1092.236392
2	5.33	35.315	110.104475	295.3645	24.51	4969.021982
3	9.33	57.315	295.364475	420.9945	28.25	10118.57017
4	11.33	68.315	420.994475	240.7995	24.25	8024.251644
5	8.33	51.815	240.799475	77.5395	19.64	3126.088489
6	4.33	29.815	77.539475	0	15.59	604.4202076
7	0	6	0	0	0	0
Total					132.08	27934.58888

Annexe .V.1:

a=	0.1	tangø=	0.445	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)</b>											
R	21.58														
C=	0.825														
γ1	1.625														
γ2	0														
r	11.51														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	2.343	1.053	0	-0.267	0.96379	4.0092	-1.069111	3.8639892	2.32	1.914	0.445	1.719475	11.51	4.61455	
-3	2.158	2.484	0	-0.2	0.9798	8.7108	-1.742153	8.5347738	2.3	1.8975	0.445	3.797974	11.51	10.0261	
-2	2.158	3.753	0	-0.133	0.99107	13.161	-1.754778	13.043323	2.24	1.848	0.445	5.804279	11.51	15.1481	
-1	2.158	4.792	0	-0.067	0.99778	16.804	-1.12029	16.766961	2.16	1.782	0.445	7.461298	11.51	19.3418	
0	2.158	5.612	0	0	1	19.68	0	19.679881	2.16	1.782	0.445	8.757547	11.51	22.6515	
1	2.158	6.215	0	0.0667	0.99778	21.794	1.4529634	21.745965	2.16	1.782	0.445	9.676955	11.51	25.0854	
2	2.158	6.599	0	0.1333	0.99107	23.141	3.0854724	22.934423	2.23	1.83975	0.445	10.20582	11.51	26.6353	
3	2.158	6.753	0	0.2	0.9798	23.681	4.7362166	23.202628	2.3	1.8975	0.445	10.32517	11.51	27.2569	
4	2.158	6.657	0	0.2667	0.96379	23.344	6.2251826	22.499105	2.35	1.93875	0.445	10.0121	11.51	26.8694	
5	2.158	6.279	0	0.3333	0.94281	22.019	7.3396278	20.759602	2.55	2.10375	0.445	9.238023	11.51	25.3437	
6	2.158	5.566	0	0.4	0.91652	19.519	7.8074282	17.889065	2.85	2.35125	0.445	7.960634	11.51	22.4659	
7	2.158	4.426	0	0.4667	0.88443	15.521	7.2430752	13.727179	3.23	2.66475	0.445	6.108595	11.51	17.8645	
8	2.802	2.675	0	0.5333	0.84591	12.18	38.699604 6.49597	10.303077	3.95	3.25875	0.445	4.584869 95.65274	11.51	14.0191	
somme															

Kss 2.1709  
Kas 1.42402

<b>a=</b>	<b>0.1</b>	<b>tangø=</b>	<b>0.445</b>	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)</b>											
<b>R</b>	<b>22.01</b>														
<b>C=</b>	<b>0.825</b>														
<b>γ1</b>	<b>1.625</b>														
<b>γ2</b>	<b>0</b>														
<b>r</b>	<b>11.51</b>														
<b>N°Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h1</b>	<b>h2</b>	<b>Sin α</b>	<b>Cos α</b>	<b>Gn</b>	<b>T=Gn*Sin α</b>	<b>N=Gn*Cos α</b>	<b>dli</b>	<b>C*dli</b>	<b>tangø</b>	<b>N*tangø</b>	<b>dn</b>	<b>a*Gn*dn</b>	
-4	2.245	1.053	0	-0.267	0.96379	3.8415	-1.024394	3.7023713	2.44	2.013	0.445	1.647555	11.51	4.42154	
-3	2.201	2.472	0	-0.2	0.9798	8.8414	-1.768283	8.6627841	2.35	1.93875	0.445	3.854939	11.51	10.1765	
-2	2.201	3.76	0	-0.133	0.99107	13.448	-1.793081	13.328035	2.33	1.92225	0.445	5.930976	11.51	15.4788	
-1	2.201	4.82	0	-0.067	0.99778	17.239	-1.149289	17.20098	2.23	1.83975	0.445	7.654436	11.51	19.8425	
0	2.201	5.665	0	0	1	20.262	0	20.261581	2.22	1.8315	0.445	9.016403	11.51	23.3211	
1	2.201	6.272	0	0.0667	0.99778	22.433	1.4955061	22.382686	2.22	1.8315	0.445	9.960295	11.51	25.8199	
2	2.201	6.663	0	0.1333	0.99107	23.831	3.1774737	23.618271	2.23	1.83975	0.445	10.51013	11.51	27.4295	
3	2.201	6.826	0	0.2	0.9798	24.414	4.8828085	23.920778	2.35	1.93875	0.445	10.64475	11.51	28.1006	
4	2.201	6.722	0	0.2667	0.96379	24.042	6.4112195	23.171481	2.45	2.02125	0.445	10.31131	11.51	27.6724	
5	2.201	6.337	0	0.3333	0.94281	22.665	7.5550242	21.368835	2.82	2.3265	0.445	9.509132	11.51	26.0875	
6	2.201	5.61	0	0.4	0.91652	20.065	8.0259465	18.389754	2.91	2.40075	0.445	8.18344	11.51	23.0947	
7	2.201	4.447	0	0.4667	0.88443	15.905	7.4224506	14.067134	3.34	2.7555	0.445	6.259874	11.51	18.3069	
8	2.802	2.661	0	0.5333	0.84591	12.116	6.4619724	10.249155	3.94	3.2505	0.445	4.560874	11.51	13.9457	
<b>somme</b>							<b>39.697354</b>			<b>27.9098</b>		<b>98.04411</b>		<b>263.698</b>	
<b>Kss 2.17285</b> <b>Kas 1.43727</b>															

<b>a=</b>	<b>0.1</b>	<b>tangø=</b>	<b>0.445</b>	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)</b>											
<b>R</b>	<b>21.94</b>														
<b>C=</b>	<b>0.825</b>														
<b>γ1</b>	<b>1.625</b>														
<b>γ2</b>	<b>0</b>														
<b>r</b>	<b>11.51</b>														
<b>N°Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h1</b>	<b>h2</b>	<b>Sin α</b>	<b>Cos α</b>	<b>Gn</b>	<b>T=Gn*Sin α</b>	<b>N=Gn*Cos α</b>	<b>dli</b>	<b>C*dli</b>	<b>tangø</b>	<b>N*tangø</b>	<b>dn</b>	<b>a*Gn*dn</b>	
-4	1.804	0.52	0	-0.267	0.96379	1.5244	-0.406501	1.4691804	2.54	2.0955	0.445	0.653785	11.51	1.75456	
-3	2.194	2.084	0	-0.2	0.9798	7.43	-1.485996	7.2798649	2.3	1.8975	0.445	3.23954	11.51	8.55191	
-2	2.194	3.364	0	-0.133	0.99107	11.994	-1.599133	11.886414	2.23	1.83975	0.445	5.289454	11.51	13.8045	
-1	2.194	4.421	0	-0.067	0.99778	15.762	-1.050798	15.726905	2.24	1.848	0.445	6.998473	11.51	18.142	
0	2.194	5.254	0	0	1	18.732	0	18.731824	2.2	1.815	0.445	8.335661	11.51	21.5603	
1	2.194	5.868	0	0.0667	0.99778	20.921	1.3947258	20.874344	2.2	1.815	0.445	9.289083	11.51	24.0799	
2	2.194	6.258	0	0.1333	0.99107	22.311	2.9748446	22.112122	2.21	1.82325	0.445	9.839894	11.51	25.6803	
3	2.194	6.425	0	0.2	0.9798	22.907	4.5813463	22.443921	2.31	1.90575	0.445	9.987545	11.51	26.3656	
4	2.194	6.317	0	0.2667	0.96379	22.522	6.0057825	21.706147	2.56	2.112	0.445	9.659236	11.51	25.9225	
5	2.194	5.934	0	0.3333	0.94281	21.156	7.0520645	19.946251	2.9	2.3925	0.445	8.876081	11.51	24.3508	
6	2.194	5.208	0	0.4	0.91652	18.568	7.4271288	17.01769	3.22	2.6565	0.445	7.572872	11.51	21.3716	
7	2.194	4.047	0	0.4667	0.88443	14.429	6.7333312	12.761105	3.33	2.74725	0.445	5.678692	11.51	16.6073	
8	3.015	2.266	0	0.5333	0.84591	11.102	5.921058	9.3912254	3.4	2.805	0.445	4.179095	11.51	12.7784	
<b>somme</b>							<b>37.547853</b>			<b>27.753</b>		<b>89.59941</b>		<b>240.97</b>	
<b>Kss 2.12541</b> <b>Kas 1.41809</b>															



<b>a=</b>	<b>0.1</b>	<b>tangø=</b>	<b>0.445</b>	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)</b>											
<b>R</b>	<b>19.72</b>														
<b>C=</b>	<b>0.825</b>														
<b>γ1</b>	<b>1.625</b>														
<b>γ2</b>	<b>0</b>														
<b>r</b>	<b>10.07</b>														
<b>N°Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h1</b>	<b>h2</b>	<b>Sin α</b>	<b>Cos α</b>	<b>Gn</b>	<b>T=Gn*Sin α</b>	<b>N=Gn*Cos α</b>	<b>dli</b>	<b>C*dli</b>	<b>tangø</b>	<b>N*tangø</b>	<b>dn</b>	<b>a*Gn*dn</b>	
-4	0.953	1.458	0	-0.267	0.96379	2.2579	-0.602105	2.1761342	2.05	1.69125	0.445	0.96838	10.07	2.2737	
-3	1.972	2.606	0	-0.2	0.9798	8.3509	-1.670185	8.182204	2.07	1.70775	0.445	3.641081	10.07	8.40938	
-2	1.972	3.3	0	-0.133	0.99107	10.575	-1.40998	10.48043	2.02	1.6665	0.445	4.663791	10.07	10.6489	
-1	1.972	4.364	0	-0.067	0.99778	13.984	-0.932296	13.953327	1.96	1.617	0.445	6.20923	10.07	14.0823	
0	1.972	5.068	0	0	1	16.24	0	16.240406	1.95	1.60875	0.445	7.226981	10.07	16.3541	
1	1.972	5.9	0	0.0667	0.99778	18.907	1.2604367	18.864489	1.94	1.6005	0.445	8.394697	10.07	19.0389	
2	1.972	6.374	0	0.1333	0.99107	20.425	2.7233977	20.243109	1.94	1.6005	0.445	9.008183	10.07	20.5685	
3	1.972	6.641	0	0.2	0.9798	21.281	4.2562169	20.851119	1.95	1.60875	0.445	9.278748	10.07	21.4301	
4	1.972	6.682	0	0.2667	0.96379	21.412	5.7099917	20.637098	2.17	1.79025	0.445	9.183509	10.07	21.5624	
5	1.972	6.471	0	0.3333	0.94281	20.736	6.9121065	19.55039	2.3	1.8975	0.445	8.699923	10.07	20.8815	
6	1.972	5.957	0	0.4	0.91652	19.089	7.6356826	17.495547	2.5	2.0625	0.445	7.785518	10.07	19.2228	
7	1.972	5.059	0	0.4667	0.88443	16.212	7.5653972	14.338048	2.95	2.43375	0.445	6.380431	10.07	16.325	
8	1.972	3.612	0	0.5333	0.84591	11.575	6.1731488	9.7910597	3.74	3.0855	0.445	4.357022	10.07	11.6557	
9	0.509	1.195	0	0.6	0.8	0.9884	0.5930486	0.7907315	3.94	3.2505	0.445	0.351876	10.07	0.99533	
somme															
							38.21486				27.621			86.14937	203.449
Kss 2.47712 Kas 1.84425															

<b>a=</b>	<b>0.1</b>	<b>tangø=</b>	<b>0.445</b>	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)</b>											
<b>R</b>	<b>19.02</b>														
<b>C=</b>	<b>0.825</b>														
<b>γ1</b>	<b>1.625</b>														
<b>γ2</b>	<b>0</b>														
<b>r</b>	<b>10.07</b>														
<b>N°Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h1</b>	<b>h2</b>	<b>Sin α</b>	<b>Cos α</b>	<b>Gn</b>	<b>T=Gn*Sin α</b>	<b>N=Gn*Cos α</b>	<b>dli</b>	<b>C*dli</b>	<b>tangø</b>	<b>N*tangø</b>	<b>dn</b>	<b>a*Gn*dn</b>	
-4	2.235	1.912	0	-0.267	0.96379	6.9441	-1.851772	6.6926893	2.39	1.97175	0.445	2.978247	10.07	6.99275	
-3	1.902	2.625	0	-0.2	0.9798	8.1132	-1.622644	7.9492984	2.3	1.8975	0.445	3.537438	10.07	8.17001	
-2	1.902	3.46	0	-0.133	0.99107	10.694	-1.425866	10.598511	2.03	1.67475	0.445	4.716337	10.07	10.7689	
-1	1.902	4.501	0	-0.067	0.99778	13.911	-0.927431	13.880517	1.06	0.8745	0.445	6.17683	10.07	14.0088	
0	1.902	5.304	0	0	1	16.393	0	16.393338	1.91	1.57575	0.445	7.295035	10.07	16.5081	
1	1.902	6.007	0	0.0667	0.99778	18.566	1.2377424	18.524831	1.91	1.57575	0.445	8.24355	10.07	18.6961	
2	1.902	6.471	0	0.1333	0.99107	20	2.6666991	19.821666	2.03	1.67475	0.445	8.820641	10.07	20.1402	
3	1.902	6.532	0	0.2	0.9798	20.189	4.0377558	19.780883	2.31	1.90575	0.445	8.802493	10.07	20.3301	
4	1.902	6.773	0	0.2667	0.96379	20.934	5.5823066	20.175618	2.33	1.92225	0.445	8.97815	10.07	21.0802	
5	1.902	6.565	0	0.3333	0.94281	20.291	6.7635913	19.130325	2.45	2.02125	0.445	8.512995	10.07	20.4328	
6	1.902	6.062	0	0.4	0.91652	18.736	7.4944506	17.171944	2.51	2.07075	0.445	7.641515	10.07	18.8673	
7	1.902	5.188	0	0.4667	0.88443	16.035	7.4829118	14.18172	2.91	2.40075	0.445	6.310866	10.07	16.1471	
8	1.902	3.764	0	0.5333	0.84591	11.634	6.2045776	9.840908	3.66	3.0195	0.445	4.379204	10.07	11.715	
9	1.558	1.396	0	0.6	0.8	3.5343	2.1205938	2.8274584	3.58	2.9535	0.445	1.258219	10.07	3.55906	
<b>somme</b>							<b>37.762916</b>			<b>27.5385</b>		<b>87.65152</b>		<b>207.416</b>	
										<b>Kss 2.05035</b>					
										<b>Kas 1.36685</b>					

<b>a=</b>	<b>0.1</b>	<b>tangø=</b>	<b>0.445</b>	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)</b>											
<b>R</b>	<b>21.94</b>														
<b>C=</b>	<b>0.825</b>														
<b>γ1</b>	<b>1.625</b>														
<b>γ2</b>	<b>0</b>														
<b>r</b>	<b>10.07</b>														
<b>N°Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h1</b>	<b>h2</b>	<b>Sin α</b>	<b>Cos α</b>	<b>Gn</b>	<b>T=Gn*Sin α</b>	<b>N=Gn*Cos α</b>	<b>dli</b>	<b>C*dli</b>	<b>tangø</b>	<b>N*tangø</b>	<b>dn</b>	<b>a*Gn*dn</b>	
-4	2.422	1.668	0	-0.267	0.96379	6.5648	-1.750622	6.3271107	2.54	2.0955	0.445	2.815564	10.07	6.61078	
-3	2.194	2.489	0	-0.2	0.9798	8.8739	-1.774781	8.6946179	2.33	1.92225	0.445	3.869105	10.07	8.93602	
-2	2.194	3.744	0	-0.133	0.99107	13.348	-1.779773	13.229112	2.28	1.881	0.445	5.886955	10.07	13.4417	
-1	2.194	4.954	0	-0.067	0.99778	17.662	-1.177483	17.622955	2.23	1.83975	0.445	7.842215	10.07	17.7859	
0	2.194	5.924	0	0	1	21.121	0	21.120541	2.2	1.815	0.445	9.398641	10.07	21.2684	
1	2.194	6.682	0	0.0667	0.99778	23.823	1.5882	23.770002	2.23	1.83975	0.445	10.57765	10.07	23.9898	
2	2.194	7.217	0	0.1333	0.99107	25.73	3.4307212	25.500669	2.28	1.881	0.445	11.3478	10.07	25.9105	
3	2.194	7.518	0	0.2	0.9798	26.804	5.3607099	26.262008	2.33	1.92225	0.445	11.68659	10.07	26.9912	
4	2.194	7.566	0	0.2667	0.96379	26.975	7.1932484	25.997896	2.36	1.947	0.445	11.56906	10.07	27.1635	
5	2.194	7.326	0	0.3333	0.94281	26.119	8.7063405	24.62525	2.42	1.9965	0.445	10.95824	10.07	26.3019	
6	2.194	6.746	0	0.4	0.91652	24.051	9.6204706	22.043267	2.56	2.112	0.445	9.809254	10.07	24.2195	
7	2.194	5.73	0	0.4667	0.88443	20.429	9.5334785	18.067984	3.2	2.64	0.445	8.040253	10.07	20.5719	
8	2.194	3.662	0	0.5333	0.84591	13.056	6.9631709	11.044092	3.43	2.82975	0.445	4.914621	10.07	13.1473	
9	1.151	0.115	0	0.6	0.8	0.2151	0.1290559	0.1720745	4.17	3.44025	0.445	0.076573	10.07	0.2166	
<b>somme</b>							<b>46.042737</b>			<b>30.162</b>		<b>108.7925</b>		<b>256.555</b>	
<b>Kss 2.01795</b> <b>Kas 1.40671</b>															

<b>a=</b>	<b>0.1</b>	<b>tangø=</b>	<b>0.445</b>	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)</b>											
<b>R</b>	<b>20.75</b>														
<b>C=</b>	<b>0.825</b>														
<b>γ1</b>	<b>1.625</b>														
<b>γ2</b>	<b>0</b>														
<b>r</b>	<b>10.07</b>														
<b>N°Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h1</b>	<b>h2</b>	<b>Sin α</b>	<b>Cos α</b>	<b>Gn</b>	<b>T=Gn*Sin α</b>	<b>N=Gn*Cos α</b>	<b>dli</b>	<b>C*dli</b>	<b>tangø</b>	<b>N*tangø</b>	<b>dn</b>	<b>a*Gn*dn</b>	
-3	2.899	2.544	0	-0.25	0.96825	11.984	-2.996117	11.603909	3.02	2.4915	0.445	5.16374	10.07	12.0684	
-2	2.075	3.081	0	-0.167	0.98601	10.389	-1.731458	10.243443	2.14	1.7655	0.445	4.558332	10.07	10.4615	
-1	2.075	3.894	0	-0.083	0.99652	13.13	-1.094173	13.084411	2.13	1.75725	0.445	5.822563	10.07	13.222	
0	2.075	4.819	0	0	1	16.249	0	16.249066	2.11	1.74075	0.445	7.230834	10.07	16.3628	
1	2.075	5.536	0	0.0833	0.99652	18.667	1.5555583	18.601772	2.08	1.716	0.445	8.277789	10.07	18.7974	
2	2.075	6.042	0	0.1667	0.98601	20.373	3.3954781	20.087919	2.08	1.716	0.445	8.939124	10.07	20.5155	
3	2.075	6.327	0	0.25	0.96825	21.334	5.3334633	20.656414	2.1	1.7325	0.445	9.192104	10.07	21.4832	
4	2.075	6.372	0	0.3333	0.94281	21.486	7.1618625	20.256806	2.21	1.82325	0.445	9.014279	10.07	21.636	
5	2.075	6.145	0	0.4167	0.90906	20.72	8.6334049	18.835866	2.34	1.9305	0.445	8.38196	10.07	20.8652	
6	2.075	5.596	0	0.5	0.86603	18.869	9.4345063	16.341044	2.56	2.112	0.445	7.271765	10.07	19.0011	
7	2.075	4.636	0	0.5833	0.81223	15.632	9.118674	12.696834	2.74	2.2605	0.445	5.650091	10.07	15.7414	
8	2.075	3.088	0	0.6667	0.74536	10.412	6.9415667	7.7609075	3.15	2.59875	0.445	3.453604	10.07	10.4852	
9	1.272	0.504	0	0.75	0.66144	1.0418	0.781326	0.6890648	5.99	4.94175	0.445	0.306634	10.07	1.04906	
somme							45.752766			23.6445		82.95618		200.64	
														Kss 2.32993	
														Kas 1.92343	

Annexe .V.2:

Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

a=	0.1	tangø=	0.445
----	-----	--------	-------

R	21.89
C=	0.825
γ1	1.625
γ2	2.1
r	10.07

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3.119	2.492	0	-0.2	0.9798	12.63	-2.526078	12.375205	2.16	1.782	0.445	5.506966	0	0	0	10.07	12.7188
-2	2.189	3.058	0	-0.133	0.99107	10.878	-1.450358	10.780564	2.26	1.8645	0.445	4.797351	0	0	0	10.07	10.9538
-1	2.189	4.086	0	-0.067	0.99778	14.534	-0.968961	14.502078	2.15	1.77375	0.445	6.453425	0	0	0	10.07	14.6362
0	2.189	4.884	0	0	1	17.373	0	17.372999	2.25	1.85625	0.445	7.730984	0	0	0	10.07	17.4946
1	2.189	5.819	0	0.0667	0.99778	20.699	1.3799274	20.652862	2.19	1.80675	0.445	9.190523	0	0	0	10.07	20.8438
2	2.189	6.353	0	0.1333	0.99107	22.598	3.013122	22.39664	2.21	1.82325	0.445	9.966505	0	0	0	10.07	22.7566
3	2.189	6.653	0	0.2	0.9798	23.666	4.7331105	23.187411	2.56	2.112	0.445	10.3184	0	0	0	10.07	23.8312
4	2.189	6.7	0	0.2667	0.96379	23.833	6.3553967	22.969726	2.34	1.9305	0.445	10.22153	0	0	0	10.07	23.9996
5	2.189	6.461	0	0.3333	0.94281	22.983	7.6608615	21.668189	2.45	2.02125	0.445	9.642344	0	0	0	10.07	23.1435
6	2.189	5.882	0	0.4	0.91652	20.923	8.3692037	19.176255	2.62	2.1615	0.445	8.533433	0	0	0	10.07	21.0695
7	2.189	4.869	0	0.4667	0.88443	17.32	8.0824994	15.318067	2.89	2.38425	0.445	6.81654	0	0	0	10.07	17.4409
8	2.189	3.236	0	0.5333	0.84591	11.511	6.1391235	9.737093	3.32	2.739	0.445	4.333006	0	0	0	10.07	11.5914
9	1.095	0	0	0.6	0.8	0	0	0	4.3	3.5475	0.445	0	0	0	0	10.07	0
somme							40.787847			27.8025		93.511			0		220.48

Kss 2.2426

Kas 1.88524

### Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

a=	0.1	tangø=	0.445
R	19.79		
C=	0.825		
γ1	1.625		
γ2	2.1		
r	10.07		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	1.791	0.849	0	-0.333	0.94281	2.4709	-0.823636	2.3295948	2	1.65	0.445	1.03667	0	0	0	10.07	2.4882
-4	1.979	1.848	0	-0.267	0.96379	5.9429	-1.584783	5.7277362	2.22	1.8315	0.445	2.548843	0	0	0	10.07	5.98454
-3	1.979	3.151	0	-0.2	0.9798	10.133	-2.026644	9.9284895	2.11	1.74075	0.445	4.418178	0	0	0	10.07	10.2042
-2	1.979	4.445	0	-0.133	0.99107	14.295	-1.905942	14.166932	2.04	1.683	0.445	6.304285	0	0	0	10.07	14.3946
-1	1.979	5.529	0	-0.067	0.99778	17.781	-1.185372	17.741016	2	1.65	0.445	7.894752	0	0	0	10.07	17.905
0	1.979	6.412	0	0	1	20.62	0	20.620191	1.98	1.6335	0.445	9.175985	0	0	0	10.07	20.7645
1	1.979	7.096	0	0.0667	0.99778	22.82	1.5213233	22.769082	2	1.65	0.445	10.13224	0	0	0	10.07	22.9796
2	1.979	7.579	0	0.1333	0.99107	24.373	3.2497489	24.155495	2.04	1.683	0.445	10.7492	0	0	0	10.07	24.5437
3	1.979	7.85	0	0.2	0.9798	25.245	5.0489238	24.734574	2.11	1.74075	0.445	11.00689	0	0	0	10.07	25.4213
4	1.979	7.893	0	0.2667	0.96379	25.383	6.7687737	24.463757	2.22	1.8315	0.445	10.88637	0	0	0	10.07	25.5606
5	1.979	7.678	0	0.3333	0.94281	24.691	8.2304961	23.279358	2.37	1.95525	0.445	10.35931	0	0	0	10.07	24.8643
6	1.979	7.155	0	0.4	0.91652	23.01	9.2038343	21.088634	2.61	2.15325	0.445	9.384442	0	0	0	10.07	23.1707
7	1.979	6.24	0	0.4667	0.88443	20.067	9.364628	17.747976	3	2.475	0.445	7.897849	0	0	0	10.07	20.2075
8	1.979	4.506	0	0.5333	0.84591	14.491	7.7283908	12.257786	3.8	3.135	0.445	5.454715	0	0	0	10.07	14.5922
9	1.58	1.34	0	0.6	0.8	3.4405	2.06427	2.75236	3.36	2.772	0.445	1.2248	0	0	0	10.07	3.46453
somme							45.654012			29.5845		108.4745			0		256.546

Kss 2.02403

Kas 1.35526

### Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

a=	0.1	tangø=	0.445
R	20.36		
C=	0.825		
γ1	1.625		
γ2	2.1		
r	10.07		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.149	1.736	0	-0.267	0.96379	6.0623	-1.616621	5.8428049	2.19	1.80675	0.445	2.600048	0	0	0	10.07	6.10477
-3	2.036	2.562	0	-0.2	0.9798	8.4764	-1.695275	8.3051194	2.17	1.79025	0.445	3.695778	0	0	0	10.07	8.53571
-2	2.036	3.489	0	-0.133	0.99107	11.543	-1.539114	11.440289	2.1	1.7325	0.445	5.090928	0	0	0	10.07	11.6242
-1	2.036	4.604	0	-0.067	0.99778	15.232	-1.015489	15.198447	2.06	1.6995	0.445	6.763309	0	0	0	10.07	15.339
0	2.036	5.512	0	0	1	18.236	0	18.236452	2.04	1.683	0.445	8.115221	0	0	0	10.07	18.3641
1	2.036	6.216	0	0.0667	0.99778	20.566	1.3710424	20.519884	2.06	1.6995	0.445	9.131348	0	0	0	10.07	20.7096
2	2.036	6.712	0	0.1333	0.99107	22.207	2.9608869	22.008374	2.1	1.7325	0.445	9.793727	0	0	0	10.07	22.3621
3	2.036	6.992	0	0.2	0.9798	23.133	4.6266064	22.66565	2.18	1.7985	0.445	10.08621	0	0	0	10.07	23.295
4	2.036	7.036	0	0.2667	0.96379	23.279	6.2076283	22.43566	2.28	1.881	0.445	9.983869	0	0	0	10.07	23.4416
5	2.036	6.813	0	0.3333	0.94281	22.541	7.5136035	21.25168	2.44	2.013	0.445	9.456998	0	0	0	10.07	22.6986
6	2.036	6.275	0	0.4	0.91652	20.761	8.304335	19.027622	2.68	2.211	0.445	8.467292	0	0	0	10.07	20.9062
7	2.036	5.332	0	0.4667	0.88443	17.641	8.2324303	15.602218	3.09	2.54925	0.445	6.942987	0	0	0	10.07	17.7644
8	2.036	3.814	0	0.5333	0.84591	12.619	6.7299301	10.674155	3.91	3.22575	0.445	4.749999	0	0	0	10.07	12.7069
9	2.473	0.94	0	0.6	0.8	3.7775	2.2665045	3.022006	2.77	2.28525	0.445	1.344793	0	0	0	10.07	3.80395
somme							42.346468			28.1078		96.22251			0		227.656

Kss 2.53602

Kas 1.82271

### Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)

a=	0.1	tangø=	0.445
R	18.82		
C=	0.825		
γ <sup>1</sup>	1.625		
γ <sup>2</sup>	2.1		
r	10.07		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.758	1.247	0	-0.267	0.96379	3.5624	-0.949965	3.4333697	1.68	1.386	0.445	1.52785	0	0	0	10.07	3.5873
-3	1.882	2.633	0	-0.2	0.9798	8.0524	-1.610474	7.8896813	2.01	1.65825	0.445	3.510908	0	0	0	10.07	8.10874
-2	1.882	3.162	0	-0.133	0.99107	9.6702	-1.289358	9.5838438	1.94	1.6005	0.445	4.264811	0	0	0	10.07	9.73788
-1	1.882	4.198	0	-0.067	0.99778	12.839	-0.855902	12.809972	1.9	1.5675	0.445	5.700437	0	0	0	10.07	12.9284
0	1.882	5.078	0	0	1	15.53	0	15.529794	1.88	1.551	0.445	6.910758	0	0	0	10.07	15.6385
1	1.882	5.688	0	0.0667	0.99778	17.395	1.1596884	17.356627	1.9	1.5675	0.445	7.723699	0	0	0	10.07	17.5171
2	1.882	6.147	0	0.1333	0.99107	18.799	2.5065417	18.631211	1.94	1.6005	0.445	8.290889	0	0	0	10.07	18.9307
3	1.882	6.406	0	0.2	0.9798	19.591	3.9182299	19.195328	2.01	1.65825	0.445	8.541921	0	0	0	10.07	19.7283
4	1.882	6.446	0	0.2667	0.96379	19.713	5.2569279	18.999631	2.11	1.74075	0.445	8.454836	0	0	0	10.07	19.8515
5	1.882	6.241	0	0.3333	0.94281	19.087	6.3621794	17.994961	2.26	1.8645	0.445	8.007758	0	0	0	10.07	19.2201
6	1.882	5.744	0	0.4	0.91652	17.567	7.0266352	16.100044	2.48	2.046	0.445	7.16452	0	0	0	10.07	17.6896
7	1.882	4.873	0	0.4667	0.88443	14.903	6.9546644	13.180578	2.86	2.3595	0.445	5.865357	0	0	0	10.07	15.0072
8	1.882	3.471	0	0.5333	0.84591	10.615	5.6614324	8.9794405	3.62	2.9865	0.445	3.995851	0	0	0	10.07	10.6895
9	1.582	1.129	0	0.6	0.8	2.9024	1.7414261	2.3219014	3.12	2.574	0.445	1.033246	0	0	0	10.07	2.92269

somme							35.882026			26.1608		80.99284			0		191.557
-------	--	--	--	--	--	--	-----------	--	--	---------	--	----------	--	--	---	--	---------

Kss 2.58627

Kas 1.82637

Annexe .V.3:

a=	0.1	tangø=	0.445
R	22.56		
C=	0.825		
γ1	1.837		
γ2	1.1		
r	11.51		

**Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.227	0	0.878	-0.267	0.96379	2.1508	-0.573556	2.0729523	2.35	1.93875	0.445	0.922464	0.878	2.0633	0.9181685	11.51	2.47561
-3	2.256	0	2.466	-0.2	0.9798	6.1196	-1.223925	5.9959841	2.41	1.98825	0.445	2.668213	2.466	5.94306	2.6446617	11.51	7.04369
-2	2.256	0	3.793	-0.133	0.99107	9.4127	-1.255028	9.3286651	2.33	1.92225	0.445	4.151256	3.793	8.83769	3.93277205	11.51	10.834
-1	2.256	0	4.88	-0.067	0.99778	12.11	-0.807347	12.083266	2.28	1.881	0.445	5.377054	4.88	11.1264	4.951248	11.51	13.9388
0	2.256	0	5.737	0	1	14.237	0	14.236939	2.56	2.112	0.445	6.335438	5.737	14.6867	6.5355904	11.51	16.3867
1	2.256	0	6.368	0.0667	0.99778	15.803	1.0535219	15.767672	3.19	2.63175	0.445	7.016614	6.368	20.3139	9.0396944	11.51	18.1891
2	2.256	0	6.767	0.1333	0.99107	16.793	2.239065	16.643047	2.28	1.881	0.445	7.406156	6.767	15.4288	6.8657982	11.51	19.3287
3	2.256	0	6.93	0.2	0.9798	17.197	3.4394976	16.850028	2.33	1.92225	0.445	7.498263	6.93	16.1469	7.1853705	11.51	19.7943
4	2.256	0	6.83	0.2667	0.96379	16.949	4.5198208	16.335573	2.41	1.98825	0.445	7.26933	6.83	16.4603	7.3248335	11.51	19.5087
5	2.256	0	6.435	0.3333	0.94281	15.969	5.323032	15.055808	2.53	2.08725	0.445	6.699835	6.435	16.2806	7.24484475	11.51	18.3804
6	2.256	0	5.689	0.4	0.91652	14.118	5.647129	12.939198	2.7	2.2275	0.445	5.757943	5.689	15.3603	6.8353335	11.51	16.2496
7	2.256	3.78	4.497	0.4667	0.88443	26.825	12.518382	23.725014	2.98	2.4585	0.445	10.55763	4.497	13.4011	5.9634717	11.51	30.8757
8	3.363	2.666	0	0.5333	0.84591	16.47	8.784052	13.932141	3.42	2.8215	0.445	6.199803	0	0	0	11.51	18.9571
somme							39.664643			27.8603		77.86			69.4417872		211.962

Kss 2.66535

Kas 2.15491

a=	0.1	tangø=	0.445
R	21.16		
C=	0.825		
γ1	1.837		
γ2	1.1		
r	11.51		

### Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.497	0	1.168	-0.267	0.96379	3.2081	-0.855505	3.0919749	2.66	2.1945	0.445	1.375929	1.168	3.10688	1.3825616	11.51	3.69258
-3	2.116	0	2.657	-0.2	0.9798	6.1844	-1.236887	6.0594823	2.28	1.881	0.445	2.69647	2.657	6.05796	2.6957922	11.51	7.11828
-2	2.116	0	3.902	-0.133	0.99107	9.0823	-1.210973	9.0012017	2.19	1.80675	0.445	4.005535	3.902	8.54538	3.8026941	11.51	10.4537
-1	2.116	0	4.922	-0.067	0.99778	11.456	-0.763763	11.43096	2.14	1.7655	0.445	5.086777	4.922	10.5331	4.6872206	11.51	13.1864
0	2.116	0	5.725	0	1	13.326	0	13.32551	2.12	1.749	0.445	5.929852	5.725	12.137	5.400965	11.51	15.3377
1	2.116	0	6.317	0.0667	0.99778	14.703	0.9802299	14.670738	2.14	1.7655	0.445	6.528479	6.317	13.5184	6.0156791	11.51	16.9237
2	2.116	0	6.694	0.1333	0.99107	15.581	2.0774606	15.441836	2.19	1.80675	0.445	6.871617	6.694	14.6599	6.5236377	11.51	17.9337
3	2.116	0	6.845	0.2	0.9798	15.932	3.1864844	15.610522	2.3	1.8975	0.445	6.946682	6.845	15.7435	7.0058575	11.51	18.3382
4	2.116	0	6.751	0.2667	0.96379	15.714	4.1903007	15.144619	2.37	1.95525	0.445	6.739355	6.751	15.9999	7.11994215	11.51	18.0864
5	2.116	0	6.381	0.3333	0.94281	14.852	4.9508052	14.002992	2.53	2.08725	0.445	6.231331	6.381	16.1439	7.18404885	11.51	17.0951
6	2.116	0	5.682	0.4	0.91652	13.225	5.2901693	12.121301	2.78	2.2935	0.445	5.393979	5.682	15.796	7.0292022	11.51	15.2225
7	2.116	3.23	4.564	0.4667	0.88443	23.178	10.816621	20.499813	3.21	2.64825	0.445	9.122417	4.564	14.6504	6.5194458	11.51	26.6784
8	3.463	2.848	0	0.5333	0.84591	18.118	9.6627415	15.325806	5.4	4.455	0.445	6.819983	0	0	0	11.51	20.8534
somme							37.087685			28.3058		73.74841			65.3670468		200.92

Kss 2.7517

Kas 2.1908

a= 0.1 tangø= 0.445

R 19.43  
C= 0.825  
γ1 1.837  
γ2 1.1  
r 11.51

**Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.49	0	1.242	-0.267	0.96379	3.4018	-0.907157	3.2786534	2.55	2.10375	0.445	1.459001	1.242	3.1671	1.4093595	11.51	3.91552
-3	1.943	0	2.61	-0.2	0.9798	5.5784	-1.115671	5.4656474	2.07	1.70775	0.445	2.432213	2.61	5.4027	2.4042015	11.51	6.42068
-2	1.943	0	3.753	-0.133	0.99107	8.0213	-1.069505	7.9496668	2	1.65	0.445	3.537602	3.753	7.506	3.34017	11.51	9.2325
-1	1.943	0	4.689	-0.067	0.99778	10.022	-0.66812	9.9995042	1.97	1.62525	0.445	4.449779	4.689	9.23733	4.11061185	11.51	11.5351
0	1.943	0	5.427	0	1	11.599	0	11.599127	1.95	1.60875	0.445	5.161612	5.427	10.5827	4.70927925	11.51	13.3506
1	1.943	0	6.068	0.0667	0.99778	12.969	0.8646091	12.940284	1.94	1.6005	0.445	5.758426	6.068	11.7719	5.2385044	11.51	14.9275
2	1.943	0	6.316	0.1333	0.99107	13.499	1.7998916	13.378656	1.98	1.6335	0.445	5.953502	6.316	12.5057	5.5650276	11.51	15.5376
3	1.943	0	6.454	0.2	0.9798	13.794	2.7588268	13.515436	2.01	1.65825	0.445	6.014369	6.454	12.9725	5.7727803	11.51	15.877
4	1.943	0	6.368	0.2667	0.96379	13.61	3.6294204	13.11748	2.07	1.70775	0.445	5.837279	6.368	13.1818	5.8658832	11.51	15.6655
5	1.943	0	6.028	0.3333	0.94281	12.884	4.2945481	12.146816	2.18	1.7985	0.445	5.405333	6.028	13.141	5.8477628	11.51	14.8291
6	1.943	0	5.386	0.4	0.91652	11.511	4.6045991	10.550462	2.33	1.92225	0.445	4.694956	5.386	12.5494	5.5844741	11.51	13.2497
7	1.943	0	4.359	0.4667	0.88443	9.3165	4.3476957	8.2398144	2.56	2.112	0.445	3.666717	4.359	11.159	4.9657728	11.51	10.7233
8	1.943	2.35	2.782	0.5333	0.84591	14.334	7.6446946	12.125038	3.75	3.09375	0.445	5.395642	2.782	10.4325	4.6424625	11.51	16.4982
9	1.101	0.234	0	0.6	0.8	0.4733	0.2839642	0.3786189	2.41	1.98825	0.445	0.168485	0	0	0	11.51	0.54474
somme							26.467797			26.2103		59.93492			59.4562898		162.307

Kss 2.25472

Kas 1.47393

a=	0.1	tangø=	0.445
R	22.55		
C=	0.825		
γ1	1.837		
γ2	1.1		
r	11.51		

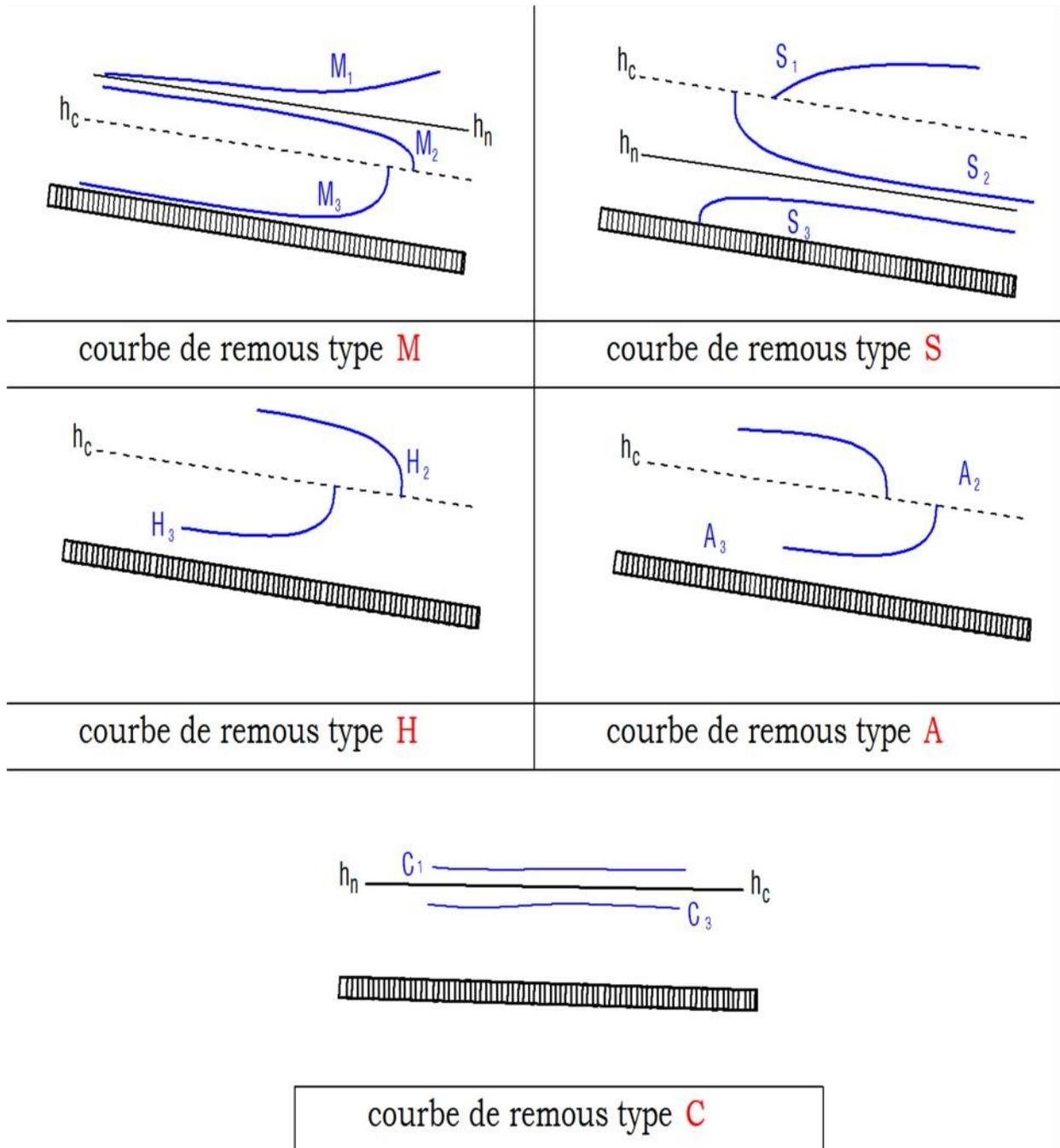
### Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.74	0	0.465	-0.267	0.96379	0.89	-0.237336	0.8577817	1.91	1.57575	0.445	0.381713	0.465	0.88815	0.39522675	11.51	1.0244
-3	2.255	0	2.052	-0.2	0.9798	5.09	-1.017997	4.9871474	2.41	1.98825	0.445	2.219281	2.052	4.94532	2.2006674	11.51	5.85857
-2	2.255	0	3.379	-0.133	0.99107	8.3816	-1.117548	8.3067722	2.33	1.92225	0.445	3.696514	3.379	7.87307	3.50351615	11.51	9.64723
-1	2.255	0	4.465	-0.067	0.99778	11.075	-0.738362	11.050793	2.28	1.881	0.445	4.917603	4.465	10.1802	4.530189	11.51	12.7478
0	2.255	0	5.322	0	1	13.201	0	13.201221	2.26	1.8645	0.445	5.874543	5.322	12.0277	5.3523354	11.51	15.1946
1	2.255	0	5.953	0.0667	0.99778	14.766	0.9844278	14.733566	2.25	1.85625	0.445	6.556437	5.953	13.3943	5.96044125	11.51	16.9961
2	2.255	0	6.354	0.1333	0.99107	15.761	2.1014796	15.62037	2.28	1.881	0.445	6.951065	6.354	14.4871	6.4467684	11.51	18.141
3	2.255	0	6.514	0.2	0.9798	16.158	3.2315954	15.83152	2.33	1.92225	0.445	7.045026	6.514	15.1776	6.7540409	11.51	18.5978
4	2.255	0	6.414	0.2667	0.96379	15.91	4.2426472	15.33381	2.41	1.98825	0.445	6.823545	6.414	15.4577	6.8786943	11.51	18.3123
5	2.255	0	6.019	0.3333	0.94281	14.93	4.9767098	14.076261	2.56	2.112	0.445	6.263936	6.019	15.4086	6.8568448	11.51	17.1846
6	2.255	0	5.274	0.4	0.91652	13.082	5.2328628	11.989995	2.7	2.2275	0.445	5.335548	5.274	14.2398	6.336711	11.51	15.0576
7	2.255	3.64	4.082	0.4667	0.88443	25.204	11.761803	22.291136	2.97	2.45025	0.445	9.919556	4.082	12.1235	5.3949753	11.51	29.0096
8	3.047	2.252	0	0.5333	0.84591	12.605	6.7227773	10.66281	3.42	2.8215	0.445	4.744951	0	0	0	11.51	14.5086
somme							36.14306			26.4908		70.72972			60.6104107		192.28

Kss 2.68988

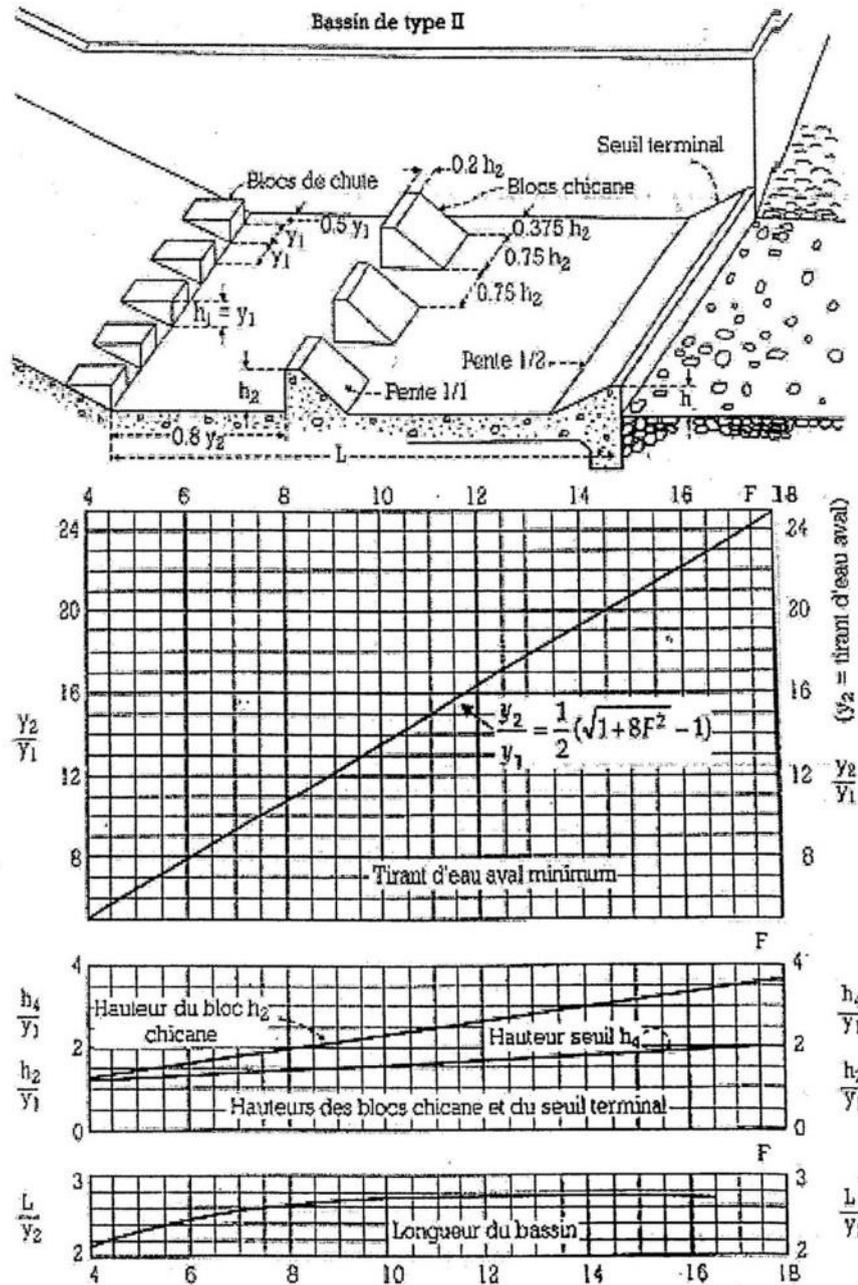
Kas 2.17642

**Annexe .VI.1 :**



**Figure VI.1 :** les différentes formes de courbes de remous

**ANNEXE .VI.2 :**



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour  $Fr > 4,5$  et une vitesse à l'entrée du bassin  $V_1 < 15$  m/s (Extrait du *Design of Small Dams*)

**Figure VI.2 : Bassin type II**