

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT : Aménagement et Génie Hydraulique**

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

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

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE KOUDIAT  
BEN AIDA (W.M'SILA)**

**PRESENTE PAR :  
KACHIR ASMA**

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

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
A.HADJ SADOK	Maître de conférences (A)	Président
S.TOUMI	Maître de conférences (B)	Examineur
D.DJOUJAR	Maître de conférences (B)	Examinatrice
M.BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examineur
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Promotrice

**Session : Septembre-2016**

# DEDICACE

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents, NOUARA et MOKHTARE, qui  
m'ont soutenue durant toutes ces années de formation,  
que dieu puisse leur accorder longue vie afin  
qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et  
l'attention voulue.*

*A l'hommage de mon Grand-Père de qui je tiens ma fierté et ma  
persévérance.*

*A Mes Frères, Nacim, Mohamed, Walid et Youcef, Sans oublier mon  
cher cousin et frère Razik et sa petite famille.*

*Une spéciale dédicace à mes chères sœur Mahdia et Hanane.*

*A tous mes amis et toute ma famille de l'E.N.S.H.*

*Et a toute la promotion 2015/2016 de l'hydraulique*

*A.KACHIR*

# Remerciement

*D'abord je remercie Dieu le Tout Puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail.*

*Je désire aussi remercier Mon père et ma mère ainsi toute ma famille pour leurs aides morale dans la réalisation de ce travail.*

*Puis, Je tiens à remercier ma promotrice Madame A.ADDOU pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.*

*Je remercie également tous mes professeurs qui ont contribué à ma formation, le personnel de la bibliothèque et toute la famille de l'E.N.S.H.*

*Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.*

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

## ملخص :

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء عدد كاف من السدود والحواجز المائية.

في إطار مذكرتنا هذه تناولنا دراسة تفصيلية لسد كوديات بن عيدا بولاية المسيلة بسعة 45 مليون م<sup>3</sup> والتي تتضمن عدة جوانب منها الدراسة الجيولوجية الجيوتقنية والهيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد نوع السد الأنسب والهيكل الملحقة التابعة لها.

## Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur de l'hydraulique par la mobilisation de la ressource en eau, l'Agence Nationale des Barrages et de Transfert s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

On présente dans notre projet de fin d'études l'étude de faisabilité du barrage Koudiat Ben aida qui sera construit sur l'oued El Ham, dans la Wilaya de M'Sila d'une capacité de 45 Mm<sup>3</sup> lequel sera utilisé pour l'AEP et l'irrigation de la vallée en aval. Le travail consistera en une étude géologique, géotechnique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue la plus adéquate et les ouvrages annexes.

## Abstract:

Within the framework of the national strategy aimed at preserving water resource, the Algerian state works to store the largest quantity of water. Therefore, the National Agency for dams and transfers studies and builds the largest possible number of dams and small dams.

We present in our final project the dam's feasibility study Koudiat Ben aida which will be built on the Oued El Ham, in the Wilaya of M'Sila with a capacity of 45 million m<sup>3</sup> which will be used for water supply and irrigation the downstream valley. The work will consist of a geological survey, geotechnical , hydrological and study alternatives to fix the choice of the type of the most suitable dam and appurtenant structures.

# *Sommaire*

## **Introduction générale**

### **Chapitre I : Études géologique, géotechniques et de sismicité**

Introduction :	1
I.1 Localisation :	1
I.2 Encadrement géologique :	2
I.2.1 Géologie régionale :	2
I.2.1.1. Litho stratigraphie :	2
I.2.1.2. Géomorphologie de la zone d'étude :	4
I.2.1.3. Tectonique et analyse structurale :	4
I.2.1.3. Hydrogéologie :	5
I.2.2 Géologie du site du barrage et du réservoir :	6
I.2.2.1. Géologie du site du barrage et de la cuvette :	6
I.2.2.2. Géomorphologie :	7
I.2.2.3. Hydrogéologie locale :	7
I.3 Travaux de reconnaissances effectués :	8
I.4 Géotechnique:	9
I.4.1 Reconnaissances géotechnique :	9
I.4.2 Essais en laboratoire :	9
I.5 Perméabilité et traitement de fondation :	12
I.6. Étude de sismicité :	13
Conclusion:	14

### **Chapitre II : Étude hydrologique et de régularisation**

Introduction :	16
II.1. Bassin versant :	16
II.1.1. Introduction :	16
II.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant:	18
II.1.2.1. Paramètres géométriques :	18
II.1.2.2. Paramètres de forme :	18
II.1.2.3. Paramètres du relief :	19
II.1.3. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :	24
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant	26
II.2.1. Température :	26
II.2.2. L'évaporation :	27
II.3. Eude des précipitations	28

II.3.1. Répartition de la pluie moyenne dans l'année .....	28
II.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières .....	29
II.3.3. Choix de la loi d'ajustement .....	29
II.4. Précipitations de courte durée .....	33
II.5. Étude des apports .....	35
II.5.1. Apports moyens annuels $A_0$ .....	35
II.5.2. Caractéristiques de l'écoulement .....	36
II.5.3. Irrégularité des apports.....	37
II.5.3.1. Les apports fréquents .....	37
II.5.3.2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% .....	38
II.5.4. Les apports solides .....	38
II.6. Etude des crues.....	40
II.6.1. Analyse statistiques des crues .....	41
II.6.2. Hydrogramme de crue.....	43
II.6.3. Choix de la crue de projet .....	47
II.7. Étude de régularisation.....	49
II.7.1. Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	49
II.7.2. Répartition mensuelle des besoins .....	49
II.7.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» .....	49
II.7.4. Calcul du volume utile .....	52
II.8. Laminage de crue .....	54
II.8.1. Méthode de Kotcherine .....	54
II.8.1.1. Estimation du débit de crue laminé.....	55
II.8.1.2. Estimation de la charge au-dessus du déversoir.....	55
II.9. Étude d'optimisation .....	57
II.9.1. Calcul de la revanche .....	57
II.9.2. Largeur en crête .....	58
II.9.3. Calcul du coût de la digue.....	59
II.9.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues .....	60
a. Coût du déversoir .....	60
b. Coûts du coursier .....	60
Conclusion .....	62

## **Chapitre III : Étude des variantes**

Introduction :.....	63
III.1. Analyse des variantes envisageables pour le barrage .....	63
III.1.1. Barrage en remblai homogène .....	63
III.1.2. Barrage en remblai zoné .....	64
III.2. Définition du profil général du barrage .....	64
III.2.1. Hauteur du barrage.....	64

III.2.2. La largeur en crête .....	65
III.2.3. La longueur en crête.....	65
III.2.4. Pentés des talus .....	65
III.2.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	66
III.2.6. Étanchéité du barrage.....	67
III.2.6.1. Le noyau.....	67
III.2.6.2. Les drains .....	69
III.2.6.3. Les Filtres.....	70
III.3. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes .....	71
III.3.1. Barrage en remblai homogène .....	71
III.3.2. Barrage en remblai zoné .....	72
Conclusion : .....	73

## **Chapitre IV : Conception détaillée de la digue**

Introduction.....	74
IV.1. Protection des talus .....	74
IV.2. Dimensionnement des filtres et drains.....	75
IV.2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges .....	75
IV.2.2. Calcul des drains .....	77
IV.3. Dispositif d'étanchéité.....	77
IV.3.1. Le noyau .....	77
IV.3.2. Étanchéité de la fondation .....	77
IV.4. Bermes .....	78
IV.5. Étude des infiltrations .....	78
IV.5.1. Tracé de la ligne de saturation .....	78
IV.5.2. Débit d'infiltration .....	80
IV.6. Étude de stabilité.....	82
IV.6.1. Méthode de Fellenius.....	82
IV.6.2. Principe de la méthode.....	82
IV.6.3. Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondev .....	83
IV.6.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	84
IV.6.5. Classement des forces.....	86
IV.6.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	86
Conclusion .....	87

## **Chapitre V : Étude des ouvrages annexes**

Introduction :.....	88
V.1 L'évacuateur de crues .....	88

V.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue .....	88
V.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue .....	88
V.1.3. Choix de la variante .....	89
V.1.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue .....	89
V.1.4.1. Déversoir .....	89
V.1.4.2. Le coursier .....	91
V.1.4.3. Dissipateur d'énergie .....	94
V.1.4.4. Canal de restitution .....	95
V.1.4.5. Hauteurs des murs bajoyers .....	97
V.2. Ouvrage de prise d'eau .....	97
V.2.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau .....	97
V.2.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre .....	97
V.2.3. Correction de coefficient de débit .....	98
V.2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite .....	98
V.3. Vidange de fond .....	98
V.3.1. Calcul du débit de vidange .....	99
V.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre .....	99
V.3.3. Correction de coefficient de débit .....	99
V.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite .....	100
V.4. Définition du profil type du tronçon central en béton .....	100
Conclusion .....	101

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

Introduction .....	102
VI.1. Organisation technique de préparation .....	102
VI.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	102
VI.2.1. Installations destinées au personnel .....	102
VI.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux .....	103
VI.2.3. Installations destinées à la réparation des engins .....	103
VI.2.4. Installation destinée pour la préfabrication .....	103
VI.2.5. Installations électriques .....	103
VI.2.6. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier .....	103
VI.3. Travaux de réalisation .....	104
VI.3.1. Travaux de terrassements .....	104
VI.3.2. Travaux d'excavations .....	104
VI.3.3. Travaux secondaires .....	104
VI.4. Moyens du chantier .....	105
VI.4.1. Moyens humains .....	105

VI.4.2. Les engins de terrassement .....	105
VI.4.3. Le matériel des bétonnages.....	106
VI.5. Planification.....	106
VI.5.1. Définition.....	106
VI.5.2. Techniques de la planification .....	106
VI.5.3. Méthodes basées sur le réseau .....	106
VI.6. Programme de travaux .....	109
VI.7. Détermination du chemin critique .....	112
VI.8. Devis estimatif.....	112
Conclusion .....	114

## **Conclusion générale**

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Localisation régionale du barrage .....	2
<b>Figure I.2</b> : Localisation du site de barrage. Extrait de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500 000ème .....	3
<b>Figure I.3</b> : Extrait de la légende de la carte géologique au 1/500 000 .....	3
<b>Figure I.4</b> : Cadre néotectonique de la région du Hodna (Guiraud 1973) .....	4
<b>Figure I.5</b> : Les zones sources Peláez et al 2006) .....	14
<b>Figure II.1</b> : Localisation des bassins versants de l'oued El Ham, dominées par les sites analysés pour l'implantation du barrage de Koudiat Ben Aida .....	17
<b>Figure II.2</b> : Rectangle équivalent .....	18
<b>Figure II.3</b> : Répartition des courbes de niveaux .....	21
<b>Figure II.4</b> : Courbe hypsométrique du Bassin versant .....	22
<b>Figure II.5</b> : Réseau hydrographique du Bassin versant à partir du logiciel Global Mapper .....	24
<b>Figure II.6</b> : Répartition mensuelle des pluies .....	28
<b>Figure II.7</b> : Ajustement à la loi de Gumbel .....	30
<b>Figure II.8</b> : Ajustement à la loi Log-Normal.....	32
<b>Figure II.9</b> : Carte de situation de la station et du site .....	34
<b>Figure II.10</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyenne .....	36
<b>Figure II.11</b> : Répartition mensuelle des apports 80% .....	38
<b>Figure II.12</b> : Analyse de la distribution des débits de pointe à la station hydrométrique 05.05.01.....	42
<b>Figure II.13</b> : Hydrogramme de crue (Sokolovski) pour différentes périodes de retour .....	45
<b>Figure II.14</b> : Ajustement à la loi Log-Pearson type III .....	46
<b>Figure II.15</b> : Hydrogramme de crue pour chaque période de retour .....	47
<b>Figure II.16</b> : L'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000ans .....	48
<b>Figure II.17</b> : Courbe Hauteur – Capacité .....	51
<b>Figure II.18</b> : Courbe Hauteur –Surface .....	51
<b>Figure II.19</b> : Courbe volumétrique ( $S=f(V)$ ) .....	52
<b>Figure II.20</b> : Courbes $H_d=f(Q, q)$ .....	56
<b>Figure II.21</b> : Courbes $V_f=f(Q, q)$ .....	57
<b>Figure II.22</b> : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir .....	62
<b>Figure III.1</b> : Coupe transversale d'une digue homogène .....	64
<b>Figure III.2</b> : Coupe transversale d'une digue zonée .....	64
<b>Figure IV.1</b> : Schéma explicatif .....	79
<b>Figure IV.2</b> : Courbe de Casagrande .....	80
<b>Figure IV.3</b> : Calcul de la stabilité au glissement .....	82
<b>Figure IV.4</b> : Forces agissant sur une tranche .....	83
<b>Figure IV.5</b> : Zone du centre du cercle critique d'après Fondeev .....	84
<b>Figure V.1</b> : Dimensions et géométrie du déversoir .....	89
<b>Figure V.2</b> : Profil du seuil déversant type Creager .....	90

<b>Figure VI.1</b> : Le lien contractuel entre les intervenants sur chantier .....	104
<b>Figure VI.2</b> : Réseau à nœuds .....	110

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Analyse des résultats des essais d'identification .....	10
<b>Tab</b>	
<b>Tableau I.2</b> : Résultats des essais de compression triaxial avec le critère de rupture de $(\frac{\sigma'1}{\sigma'3})_{max}$ .....	12
<b>Tableau II.1</b> : Répartition de la surface du BV .....	20
<b>Tableau II.2</b> : Détermination de la pente Roche Ip .....	24
<b>Tableau II.3</b> : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant .....	26
<b>Tableau II.4</b> : Température mensuelle estimée (°C) .....	27
<b>Tableau II.5</b> : Heures d'insolation mensuelles .....	27
<b>Tableau II.6</b> : Distribution mensuelle de l'évapotranspiration potentielle .....	27
<b>Tableau II.7</b> : Caractéristiques des stations pluviométriques .....	28
<b>Tableau II.8</b> : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station Ai Nessissa .....	28
<b>Tableau II.9</b> : Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique (45ans) .....	29
<b>Tableau II.10</b> : Ajustement à la loi de Gumbel .....	30
<b>Tableau II.11</b> : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon .....	31
<b>Tableau II.12</b> : Ajustement à la loi Log-Normale .....	32
<b>Tableau II.13</b> : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon .....	32
<b>Tableau II.14</b> : Test de validité des deux ajustements .....	33
<b>Tableau II.15</b> : : Pluies de courtes durées et leur intensité .....	34
<b>Tableau II.16</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station .....	35
<b>Tableau II.17</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site .....	36
<b>Tableau II.18</b> : Résultat de l'ajustement à la loi Log normale .....	37
<b>Tableau II.19</b> : Comparaison des caractéristiques de la loi normale et de l'échantillon .....	38
<b>Tableau II.20</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% .....	38
<b>Tableau II.21</b> : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts .....	40
<b>Tableau II.22</b> : : Débits annuels maximaux instantanés observés à la station hydrométrique 05.05.01.....	41
<b>Tableau II.23</b> : Débits de crue obtenus par traitement statistique à la station 05.05.01 et au site du barrage.....	42
<b>Tableau II.24</b> : Débits fréquentielles pour la construction des hydrogrammes de crue.....	44
<b>Tableau II.25</b> : Volumes annuels maximaux instantanés observés à la station hydrométrique 05.05.01 .....	45
<b>Tableau II.26</b> : Volumes de crue obtenus par traitement statistique à la station 05.05.01 et au site du barrage.....	46
<b>Tableau II.26</b> : Temps de base de la crue triangulaire estimé pour chaque période de retour .....	47
<b>Tableau II.27</b> : Répartition mensuelle de l'apport 80% .....	49
<b>Tableau II.28</b> : Répartition mensuelle des besoins en eau .....	49
<b>Tableau II.29</b> : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface .....	50
<b>Tableau II.30</b> : Calcul de la régularisation interannuelle pour un coefficient de régularisation $a=0,8$ .....	53
<b>Tableau II.31</b> : 1ère étape de calcul .....	55
<b>Tableau II.32</b> : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue .....	56

<b>Tableau II.33</b> : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules .....	58
<b>Tableau II.34</b> : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête .....	59
<b>Tableau II.35</b> : Coût et volume de la digue .....	59
<b>Tableau II.36</b> : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs .....	60
<b>Tableau II.37</b> : Récapitulatif des coûts du coursier par différentes largeurs déversantes .....	61
<b>Tableau II.38</b> : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes .....	61
<b>Tableau II.39</b> : Caractéristiques du barrage .....	62
<b>Tableau III.1</b> : Valeurs indicatives des fruits de talus .....	65
<b>Tableau III.2</b> : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus .....	66
<b>Tableau III.3</b> : Épaisseur de l'enrochement et $D_{50}$ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague .....	67
<b>Tableau III.4</b> : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation .....	68
<b>Tableau III.5</b> : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage .....	68
<b>Tableau III.6</b> : Caractéristiques du noyau .....	69
<b>Tableau III.7</b> : Calcul des volumes du noyau .....	71
<b>Tableau III.8</b> : Calcul des volumes des recharges .....	72
<b>Tableau III.9</b> : Calcul des volumes du Rip-rap .....	73
<b>Tableau III.10</b> : Les coûts des différentes variantes étudiées .....	73
<b>Tableau IV.1</b> : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap .....	74
<b>Tableau IV.2</b> : Caractéristiques du noyau .....	77
<b>Tableau IV.3</b> : Coordonnées de la parabole de KOZENY .....	79
<b>Tableau IV.4</b> : Débit de fuite à travers la digue .....	81
<b>Tableau IV.5</b> : Débit de fuite de la fondation .....	81
<b>Tableau IV.6</b> : Valeurs des $K_1$ et $K_2$ .....	83
<b>Tableau IV.7</b> : Valeurs des $R_1$ et $R_2$ .....	83
<b>Tableau IV.8</b> : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles .....	86
<b>Tableau IV.9</b> : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement .....	87
<b>Tableau V.2</b> : Coefficient de débit .....	91
<b>Tableau V.3</b> : Récapitulatif des résultats .....	92
<b>Tableau V.4</b> : Récapitulatif des données de départ .....	93
<b>Tableau V.5</b> : Calcul de la ligne d'eau .....	94
<b>Tableau V.6</b> : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation .....	95
<b>Tableau V.7</b> : Récapitulatif des résultats .....	97
<b>Tableau VI.1</b> : Liste et symbole des opérations .....	109
<b>Tableau VI.2</b> : Programme des travaux pour la réalisation de barrage Koudiat Ben Aida (Diagramme de GANTT) .....	111
<b>Tableau VI.3</b> : Devis estimatif de la digue .....	113
<b>Tableau VI.4</b> : Devis estimatif de l'évacuateur de crue .....	113
<b>Tableau VI.5</b> : Vidange de fond et prise d'eau .....	114

# Liste des planches

**Plans N°1:** Vue en plan du barrage Koudiat Ben Aida W'Msila.

**Plans N°2:** Coupe géologique à l'axe de la digue du barrage Koudiat Ben Aida W'Msila.

**Plans N°3:** Profil en long de la coupe longitudinale du barrage Koudiat Ben Aida W'Msila.

**Plans N°4:** Profil en long de l'évacuateur de crues.

**Plans N°5:** Coupes types des variantes du barrage Koudiat Ben Aida W'Msila.

**Plans N°6:** Planing des travaux.

## **INTRODUCTION GENERALE**

Depuis le début du 20<sup>ème</sup> siècle la population mondiale n'a cessé d'augmenter et avec l'amélioration du niveau de vie de l'être humain, la demande en eau pour tous les secteurs confondus est en croissance permanente. Ainsi, le problème de satisfaire cette énorme demande demeure au centre des préoccupations de tous les états du monde. Comme les ressources facilement mobilisables n'arrivent plus à satisfaire cette demande, l'attention a été focalisée sur la création de grandes réserves d'eau par le biais de la construction des barrages.

A cet effet et comme notre pays n'échappe pas à ce phénomène il s'est vu lancer dans un programme de mobilisation du maximum possible des eaux de surface par la construction de grands barrages et de retenues collinaires. Dans ce cadre la wilaya de M'sila a bénéficié d'un projet de construction du barrage Koudiat Ben Aida sur l'oued El Ham destiné à l'alimentation en eau potable et l'irrigation agricole.

L'objectif du présent travail est de faire une analyse complète du projet et vérifier sa faisabilité. Pour aboutir à ce but on a adopté la méthodologie suivante :

Le premier chapitre a été consacré à l'analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Dans le second chapitre, on a procédé à la réalisation de l'étude hydrologique et de régularisation des apports, le laminage des crues, l'étude d'optimisation pour déterminer la largeur de déversoir et la charge déversante.

Le troisième chapitre a été consacré à l'analyse des variantes envisageables pour le barrage. L'étude détaillée de la conception de la variante choisie a été l'objet du quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre contient la description et le dimensionnement des ouvrages annexes considéré pour le barrage Koudiat Ben Aida.

En fin le chapitre concernant l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

## Études géologique, géotechniques et de sismicité

### Introduction :

Le présent chapitre fait la présentation des études géologiques, géotechniques et de sismicité du site du barrage qui sont à la base du développement de l'étude de faisabilité du barrage Koudiat Ben Aida, localisé dans la wilaya de M'Sila.

Le rapport de ces études effectué par le bureau d'étude « **Coba Portugal** », présente les conditions géologiques et géotechniques du projet, ainsi la tectonique et les principales caractéristiques hydrogéologiques des formations.

### 1. Localisation :

La zone d'étude du barrage Koudiat Ben Aida se situe dans la wilaya de M'Sila qui, dans ses limites actuelles, occupe une position privilégiée dans la partie centrale de l'Algérie du Nord dans son ensemble, fait partie de la région des hauts plateaux du centre et s'étend sur une superficie de 18.175 km<sup>2</sup>.

Le site du barrage de Koudiat Ben Aida est situé sur l'oued el Ham, à 64 km au sud ouest de M'Sila, environ 13 km à l'est de Ain El Hadjel et 5 km au nord de la route RN40, juste en aval de la confluence de l'Oued El Ham avec son affluent par rive gauche l'Oued Terga. Le barrage aura pour objet la création d'une retenue pour le stockage et régularisation des apports liquide de l'Oued El Ham et Sbisseb (apport moyen de l'ordre de 20 Hm<sup>3</sup>/an). Le débit régularisé ainsi obtenu sera utilisé pour l'AEP et l'irrigation de la vallée en aval.

Les coordonnées UTM du site sont :

- ✓ X= 575 741,03 m
- ✓ Y=3 950 612,76 m
- ✓ Z=548,00 m.

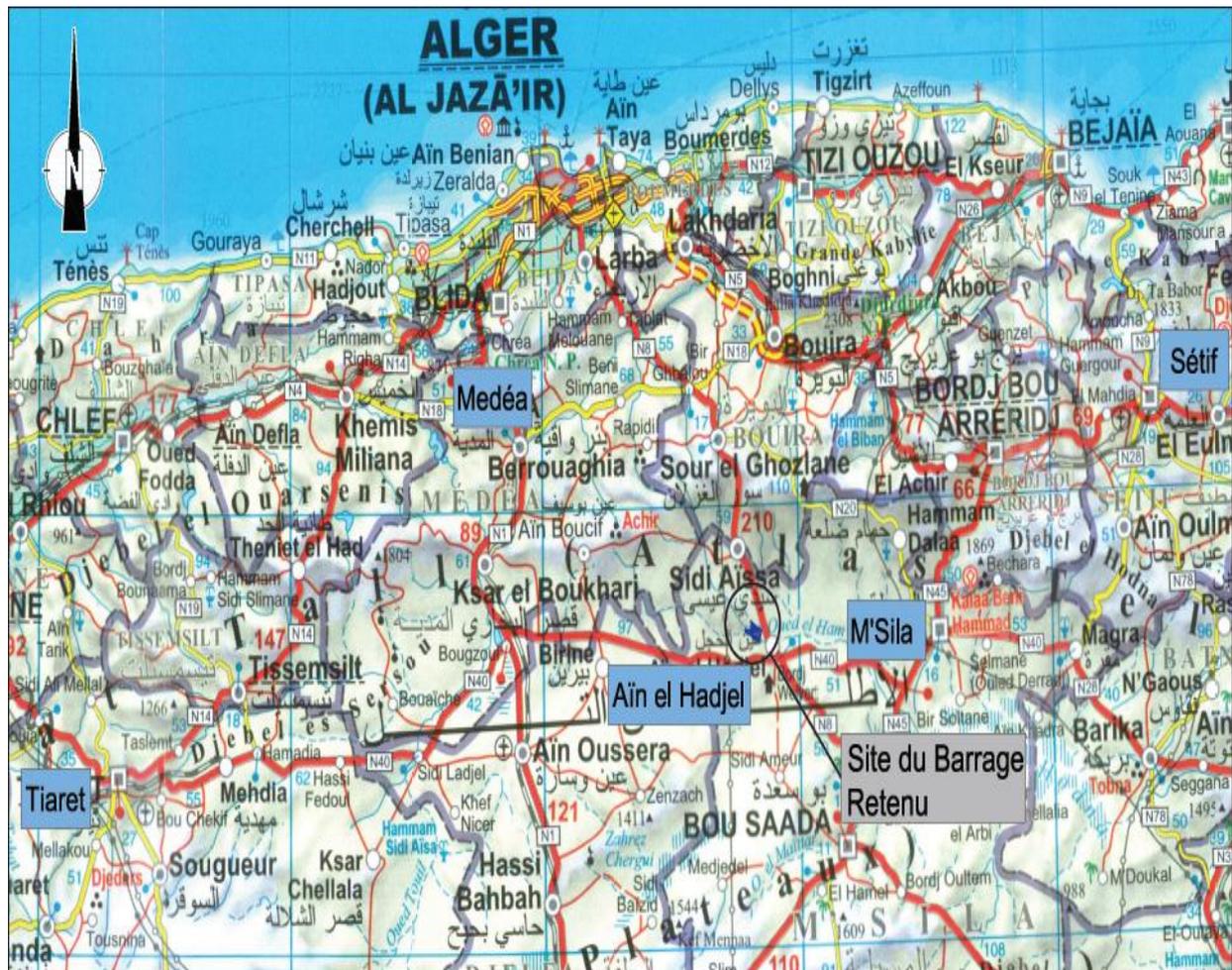


Figure I.01 : Localisation régionale du barrage. Extrait de la carte de l'Algérie.

Ech : 1 : 1 000 000

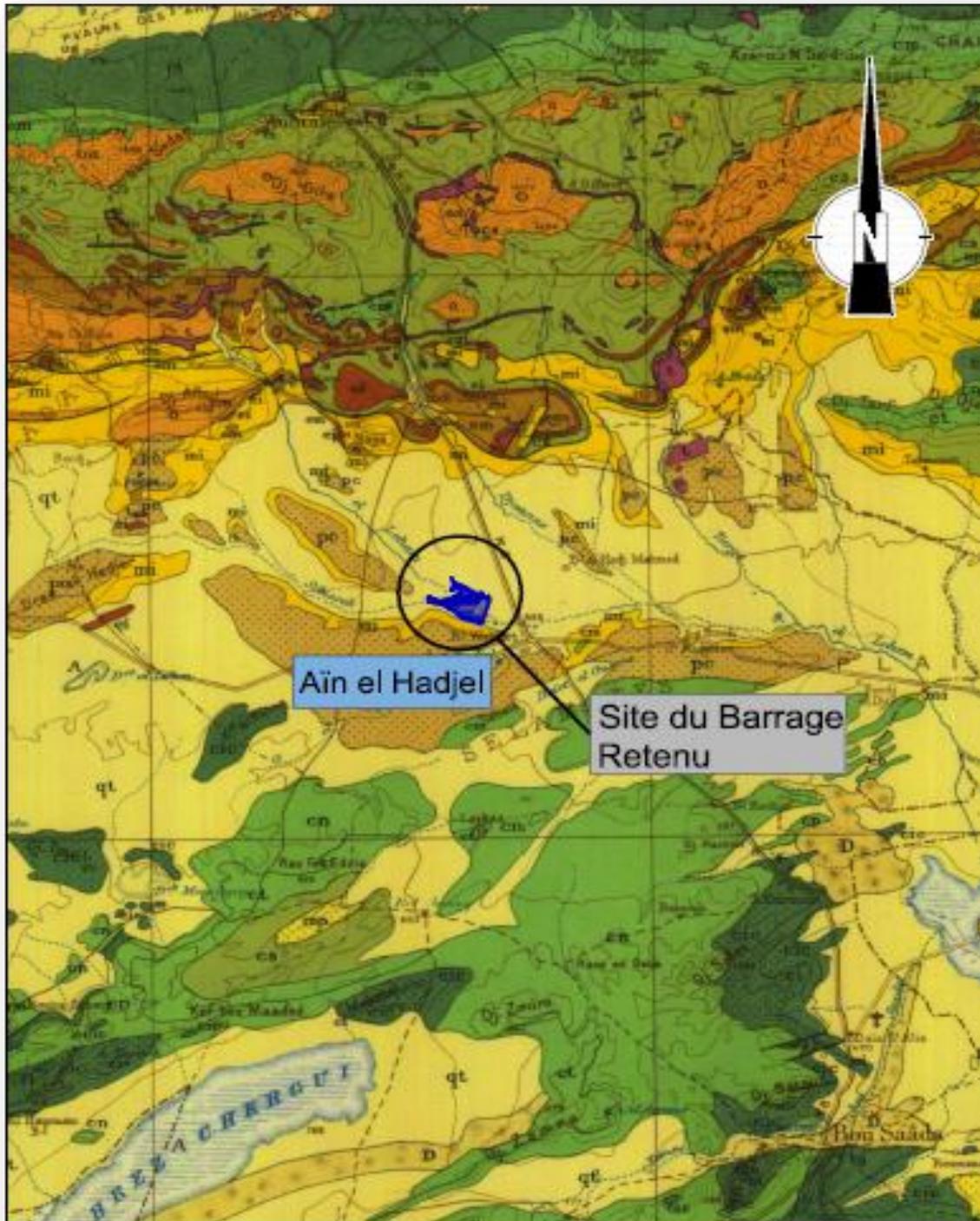
## 2. Aperçu géologique :

### 2.1. Géologie régionale :

#### 2.1.1. Litho stratigraphie :

La carte géologique, présentée dans la Figure I.02, montre que les terrains de la région en étude sont essentiellement constitués des formations suivantes:

- **Trias** : composé de marnes, argiles, gypses et dolomies;
- **Jurassique** : composé de dolomies, calcaires dolomitiques, calcaires oolithiques, calcaires compacts, marnes, calcaires argileux et marno-calcaires;
- **Crétacé** : composé des faciès marno-gréseux ou argilo-gréseux alternant, sur de fortes épaisseurs, avec des formations carbonatées d'importance moindre.
- **Tertiaire** : composé des conglomérats, galets, sables, argiles, grés et marnes;
- **Quaternaire** : représenté par des gros bancs de calcaires et des galets emballés dans une matrice de croûte calcaire gréseuse, des conglomérats, des argiles et des limons.



**Figure I.02 :** Localisation du site de barrage. Extrait de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500 000ème.

*(Source : l'Office Nationale de la Géologie)*

TERRAINS		SÉDIMENTAIRES	
A	Alluvions actuelles		
D	Dunes récentes		
qt	Quaternaire continental		
qm	Quaternaire marin		
qv	Pliocène continental		
pv			
pe			
p	Pliocène marin		
mp	Miocène		
ms			
mm			
mo			
mi			
c	Crétacé		
cj	Crétacé et Jurassique non séparés		

**Figure I.03 :** Extrait de la légende de la carte géologique au 1/500 000.

### 2.1.2. Géomorphologie de la zone d'étude :

Le site du barrage de Koudiat Ben Aida est localisé au nord-est de la ville d'Ain Lahdjal dans la région des hauts plateaux. Les hauts Plateaux sont situés entre l'Atlas tellien au nord et l'Atlas saharien Sud, à des altitudes plus ou moins importantes de 900 à 1200 m. Elles sont constituées de dépressions salées, Chotts et Sebkhass. Ils sont séparés du Sahara par l'Atlas saharien, qui forme une succession chaines au caractère aride. Deux grands ensembles sont distingués :

- Les steppes occidentales, qui sont situées dans le sud Oranais et le sud Algérois. L'altitude de ces Hautes Plaines décroît du Djbel Mzi à la dépression salée du Hodna au centre ;
- Les steppes orientales à l'Est du Hodna, qui sont situées dans le sud Constantinois. Elles sont bordées par le Massif des Aurès et des Némemchas. La végétation est de type steppique. Les étés sont généralement arides et les hivers rigoureux.

Les hauts plateaux font partie d'un ensemble de plaines d'aspect semi désertique marquées par une vaste dépression endoréique appelée le Chott El Hodna qui penchent sensiblement vers l'Est et avec une altitude moyenne de 420 m. Ce Chott est la zone d'accumulation d'eau d'une série d'affluents, mais il ne présente de l'eau que pendant l'hiver et le printemps et dont la surface, complètement à sec en été, est alors recouverte d'une couche de sel.

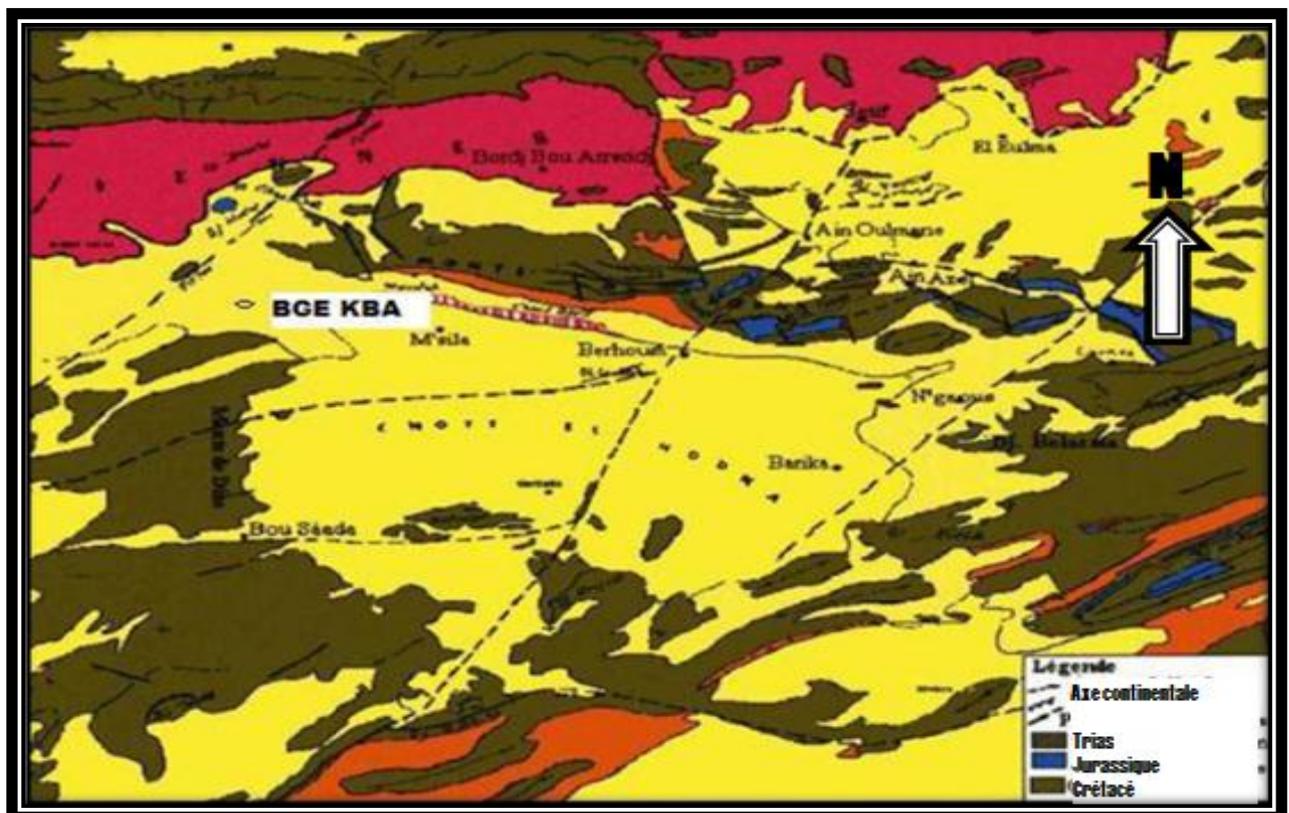
Les sites de barrage en étude correspondent à une plaine longée en rive droite par un ravin assez important et creusée par les oueds principaux. Ces sites sont localisés entre la rive droite escarpée composée par des poudingues du pliocène et des marnes du miocène et la rive gauche très douce. Il n'existe pas de verrou clair pour ces sites de barrage.

### 2.1.3. Tectonique et analyse structurale :

La zone de Ain Lahdjel, convient à l'implantation du barrage de Koudiat Ben Aïda, c'est une dépression plio-quaternaire qui se caractérise par des failles verticales. Les mouvements tectoniques ont conduit à l'individualisation définitive des ensembles morphologiques de la région, l'ensemble Hodna et Atlas saharien a été structuré pendant les phases géologiques anciennes (alpines) mais continuent de présenter des manifestations tectoniques actuelles remarquées par des séismes périodiques de moyenne magnitude. Ceci témoigne de l'activité tectonique de ce bassin. Par ailleurs, la ville de Bousâada est construite sur et à proximité d'une faille d'envergure régionale : la faille ou accident nord atlasique qui peut toujours se manifester.

On note la présence d'au moins deux failles transversales qui traversent la zone du Hodna sans affecter le site du barrage : celui de Constantine-N'gaous à l'Est et celui de Sétif-Aïn Oulmane-Guellalia au centre et qui ont joué à des époques très récentes.

Remarquons qu'aucun accident majeur ne passe à proximité du site du barrage de Koudiat Ben Aïda.



**Figure I.04 :** Cadre néotectonique de la région du Hodna (Guiraud 1973).

#### **2.1.4. Hydrogéologie :**

##### **○ Considérations générales :**

La région étudiée fait partie de la plaine du Hodna connue par l'importance de ses dimensions, par sa structure en cuvette et par le potentiel que représente une ceinture montagneuse parfois bien arrosée tels que les Monts du Hodna au Nord. Elle constitue de ce fait, un ensemble aquifère caractérisé par un excellent réservoir d'eau souterraine renfermant des nappes de bonne qualité artésiennes au centre du bassin, reconnues par forages depuis des siècles.

##### **○ Structure de l'aquifère :**

Malgré sa complexité lithologique, l'aquifère est constitué par des niveaux plus ou moins perméables formés d'argiles et de marnes plus ou moins sableuses, des niveaux à grès, de sables, de galets et de conglomérats.

Mais compte tenu de la séparation de niveaux, on peut considérer l'aquifère comme étant bicouches avec deux niveaux perméables séparés par un ensemble semi perméables formé par une alternance de marnes et d'argiles plus ou moins sableuses et graveleuses avec des passés d'alluvions grossières.

La structure de l'aquifère peut être donc schématisée de la manière suivante :

- Une nappe phréatique (superficielle) exploitée en grande partie par les puits domestiques, constituée essentiellement par des argiles sableuses et des galets ;
- Un niveau à dominance d'argiles et de marnes plus ou moins sableux et graveleux ;
- Une nappe captive (profonde) reconnue par des forages profonds. Cette dernière est en charge au Nord et devient artésienne au Sud de la plaine (autour du Chott) où elle est constituée par des sables, des graviers, des galets et des conglomérats ;
- Enfin un substratum à marnes gypseuses miocènes.

#### **2.2. Géologie du site du barrage et du réservoir :**

##### **2.2.1. Géologie du site du barrage et de la cuvette :**

Les formations géologiques rencontrées sur le site sont, essentiellement, les marnes du Miocène sous les conglomérats du Pliocène. Les formations affleurant au niveau de la plaine sont des limons sableux et alluviaux par endroit du Quaternaire. Sur la rive droite en corniche affleurent des dalles d'encroûtements calcaires très dures.

Sur le site du barrage on trouve plusieurs types lithologiques, notamment :

##### **○ Quaternaire (Qt) :**

Les formations du Quaternaire Continental (Qt) sont constituées par des limons de couleur grise avec des cristaux de gypse. On observe aussi des niveaux alluvionnaires et des conglomérats à gros blocs, des horizons à galets et feuillets d'encroûtement calcaire.

Sur le site du barrage les formations du Quaternaire sont constituées par :

- Alluvions actuelles composées par des limons et argiles limono-sableuses brunes rougeâtres, peu indurés et peu plastiques (Qt1).
- Dépôts de terrasse supérieure constitués de graviers et de galets dans une matrice limoneuse carbonatée blanchâtre, avec des niveaux plus ou moins cimentés (Qt2).

Cette formation a été identifiée au niveau du fond de la vallée.

○ **Pliocène (Pc) :**

Les formations du Pliocène continental (Pc) sont constituées d'une série conglomératique encroutée en calcaire alternant avec des grès et des marnes sableuses et gypseuses et qui surmonte le Miocène en discordance.

Sur le site du barrage, les formations du Pliocène continental (Pc) sont constituées par :

- Graviers et de galets de diamètre très hétérogène à matrice sablo-limoneuse à argilo-sableuse (P1).
- Argile brune jaunâtre, limon sableux jaunâtre et argile sableuse légèrement encroutés, graveleux avec cailloux et blocs (P2).
- Encroustement calcaire blanchâtre friable avec une carapace de l'ordre de 20 à 50 cm en surface (P3).

Cette formation est sous-jacente aux formations du Quaternaire Continental (Qt) et a été identifiée au niveau de la rive gauche et droite.

○ **Miocène (Mc) :**

Les formations du Miocène inférieur marin (mi) correspondent à des marnes verdâtres et jaunâtres avec des intercalations de bancs grès-calcaires d'ordre décimétriques et des niveaux gypseux en bandes fines centimétriques. Ces formations affleurent en rive droite.

Du point de vue géologique, les marnes du Miocène apparaissent sous les conglomérats du Pliocène. En effet, sur les reliefs qui se trouvent juste au sud de la confluence, les conglomérats sont peu épais (2m environ) et les marnes miocènes s'élèvent à 8 m environ des plaines.

Les formations affleurant au niveau des terrains plats du fond de vallée correspondent à des limons sableux et alluviaux datés du Quaternaire.

On souligne que la présence des terrains triasiques dans le bassin versant a entraîné une grande salinité des eaux surtout celles qui proviennent de l'oued Terga avec des apports importants.

### **2.2.2. Géomorphologie :**

Le site de la digue et de la cuvette sont représentés du point de vue géomorphologiques par un oued à fond plat coulant dans un lit mineur en petit thalweg à plusieurs branches très exigües (à peine quelques mètres). Le lit majeur est très large et plat.

La berge de la rive gauche est légèrement surélevée de quelques mètres.

Par contre, la rive droite s'élève vite pour atteindre une corniche continue sur cette rive qui sert de contrefort constant à cet oued venant du nord-ouest. Les crues exceptionnelles de cet oued ne charrient pas de gros blocs parce que, à ce niveau, il est très loin de sa source des montagnes de l'Atlas tellien. Les gros blocs ont été sédimentés plus en amont. Les sédiments charriés au cours des crues ne sont plus que des limons et des très légers petits graviers intercalés dans cette masse épaisse de limons bruns.

### **2.2.3. Hydrogéologie locale :**

Aucune source ni puits paysans n'ont été observés dans la région en étude.

Néanmoins, dans le but d'évaluer le niveau piézométrique du site de barrage, plusieurs sondages carottés du programme d'investigation (S1, S5, S8 et S11) ont été équipés d'un tube PVC piézométrique, afin de faire un relevé du niveau d'eau pendant la durée des travaux et du projet (du 14 avril au 7 mai).

De l'analyse des lectures piézométriques effectuées, on peut conclure que les valeurs du niveau piézométrique des sondages réalisés sont très uniformes en fonction du temps (comprises entre 3 et 11m de profondeur), en sachant qu'elles ne sont pas significativement conditionnées par le régime d'écoulement superficiel.

## **3. Travaux de reconnaissances effectués :**

Le programme d'investigation fut composé par des sondages avec carottage continu, des essais de perméabilité du type Lefranc et Lugeon, des puits de reconnaissance et des profils sismiques de réfraction.

Dans le cadre de la recherche des zones d'emprunt et/ou de carrières, le programme fut composé par la réalisation de sondages avec carottage continu, de puits de reconnaissances et de profils sismiques de réfraction.

Des essais de laboratoire furent exécutés sur des échantillons de matériaux meubles et rocheux provenant des travaux de reconnaissances mentionnés.

### **3.1. Prospection géophysique :**

Compte tenu de l'importance du barrage, le programme d'investigation géophysique a inclus l'exécution de 4 profils sismiques de réfraction qui ont été réalisés avec 65 m de longueur d'investigation et une distance maximale entre les géophones de 5 m.

Envisageant la caractérisation du terrain de fondation, 5 puits de reconnaissance (P1 à P5) ont été ouverts avec une profondeur maximale de l'ordre de 3 m et avec prélèvement d'échantillons pour la réalisation d'essais au laboratoire (terrains non rocheux).

L'excavation des puits nous a permis de déterminer l'épaisseur des fouilles et d'observer directement la nature des terrains impliqués, ainsi le recueil d'échantillons pour la réalisation d'essais de laboratoire.

Un total de 12 sondages carottés fut réalisé dont l'objectif principale est la reconnaissance des caractéristiques de perméabilité, déformabilité et de résistance au cisaillement du massif de fondation du barrage et respectifs appuis, ainsi que des ouvrages hydrauliques annexes. Dans les formations rocheuses le carottage continu a permis l'obtention d'informations complémentaires en matière de degré d'altération et de fracturation, ainsi que les taux de récupération et de RQD.

### **3.2. Résultats obtenus des prospections géophysique :**

- La partie plus superficielle des terrains d'assise est essentiellement composée par des matériaux broyés et décomposés (alluvions et dépôts de terrasse actuelles – Quaternaire – et anciennes – Pliocène). En termes géotechniques, il s'agit de matériaux à RQD nul, pourcentage de récupération variable, en général peu résistant ;
- Le fond de la vallée est composé par des dépôts alluvionnaires actuels, constitués par des limons et argiles limono-sableuses, peu indurés et peu plastiques, avec 3 à 12 m d'épaisseur ;
- Dans les rives, on observe la présence de dépôts de terrasse anciennes, composés par des argiles, limons sableux et argiles sableuses légèrement encroûtés, graveleuses avec des cailloux et blocs, avec 1,5 à 3 m d'épaisseur. Dans la rive gauche, ces dépôts sont couverts par un encroûtement calcaire friable avec une épaisseur inférieure à 3m au niveau de l'axe du barrage ;
- Au-dessous des formations ci-avant décrites, on observe un dépôt de terrasse ancienne constitué de graviers et de galets de diamètre très hétérogène à matrice sablo-limoneuse à argilo-sableuse, avec une épaisseur de l'ordre de 1 à 5 m ;
- Au-dessous de cette zone plus superficielle, à partir d'une profondeur de l'ordre de 7,5 à 13,5 m, dans le fond de la vallée et rive gauche, et de l'ordre de 1,0 à 4,4 m, dans la rive droite, on peut observer la présence de marne altérée grise avec des traces d'oxydation dans les fissures et des veinules de gypses, à marne gris verdâtre compacte à cassure conchoïdale, avec quelques bancs de grès fins gris, datés du Miocène. Cette formation se caractérise par un pourcentage de récupération de l'ordre de 40 à 100%, un pourcentage de RQD très variable, en général compris entre 0 et 80%, et des valeurs de perméabilité généralement inférieures à 3 lugeons ; d'une façon générale, le massif est faible à moyennement dégradé.

## **4. Géotechnique :**

### **4.1. Reconnaissances géotechnique :**

Dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt, une certaine quantité de travaux a été effectuée qui sont les suivants :

- Un creusement de 26 puits de reconnaissance fut effectué avec une profondeur maximale de l'ordre de 2,4 à 4,3 m et avec le prélèvement d'échantillons pour la réalisation d'essais au laboratoire (terrains non rocheux). Les travaux ont été distribués par zones potentielles d'emprunt situées en amont du site de barrage (dans la rive gauche et au niveau du fond de la vallée). L'excavation des puits nous a permis de déterminer l'épaisseur de décapage et d'observer directement la nature des terrains impliqués.
- La réalisation de 15 profils sismiques de réfraction avec 65 m de longueur et une distance maximale entre les géophones de 5 m à fin d'éclaircir les conditions d'excavation et d'exploitation des matériaux. Les travaux ont été distribués par zones potentielles d'emprunt situées en amont du site du barrage (dans la rive gauche et dans la rive droite).
- La réalisation de deux sondages carottés au niveau de la rive droite qui ont eu pour objectif principal l'observation visuelle des dépôts de terrasses quaternaires et anciennes encroûtés, évaluer son épaisseur, ainsi que le recueil de quelques échantillons/éprouvettes pour soumettre à des essais de laboratoire afin d'évaluer le potentiel de réutilisation des matériaux disponibles dans cette zone.

### **4.2. Essais en laboratoire :**

Pour une complète caractérisation des potentielles zones d'emprunt, localisées à une distance acceptable pour l'exploitation, on a recueilli des échantillons représentatifs des formations présentes et on les a soumis à des essais de laboratoire afin de déterminer leurs propriétés géotechniques.

#### **4.2.1. Essais d'identification :**

31 échantillons remaniés prélevés dans les puits à l'amont du site du barrage ont été sélectionnés et soumis à des essais d'identification : analyse granulométrique, détermination des limites d'Atterberg, densité des particules, poids spécifique, teneur en eau et teneur en matière organique. La synthèse des principaux résultats obtenus est présentée dans le Tableau n°01.

**Tableau I.01** : Analyse des résultats des essais d'identification.

Matériaux	Analyse granulométrique (%)		Limites d'Atterberg (%)		Teneur en eau W(%)	Poids spécifique (g/cm <sup>3</sup> )	Teneur en matière organique (%)
	<2µm	<80µm	WL	IP			
<b>Qt1</b>	10	95-99	58	17	11,2-14,9	2,736	1,1-3,5
<b>P2</b>	0	17	30-34	13	8,1	2,66	1,7-3,5
<b>P3</b>	0	19	30-40	8-19	3,4-10,4	2,663	2,98
<b>M</b>	47	92	62	29	18,5	2,725	-

Note : QUATERNAIRE : **Qt1** ; PLIOCENE : **P2- P3**; MARNES MIOCENES : **M**.

D'après ces résultats on peut conclure:

**a) Zone d'emprunt potentielle ZEA : la rive gauche**

- Les sols existant au niveau de la rive gauche sont, dans leur majorité, des sols sableux avec des graviers et des cailloux. Ces sols sont habituellement de plasticité moyenne (IP de l'ordre de 8 à 19%) ;
- Les basses valeurs teneur en eau naturelle obtenues se justifient par le fait que le recueil a été réalisé pendant la période la plus sèche dans une zone plus élevée ;
- En ce qui concerne la teneur en matière organique, les dépôts de terrasse anciennes présentent des valeurs de l'ordre de 1,2 à 3,5% ;

**b) Zone d'emprunt potentielle ZEB : le fond de la vallée**

- Les sols existants dans le fond de la vallée sont pour la plupart des sols fins. Ces sols sont habituellement très plastique (IP de l'ordre de 17 à 31%) ;
- Les valeurs de teneur en eau naturelle obtenues sont en accord avec le fait du recueil a été réalisé pendant la période la plus sèche dans une zone plus basse (très proche des oueds) ;
- Concernant la teneur en matière organique, les dépôts de terrasse argileuse présentent des valeurs de l'ordre de 1,1 à 3,5%,
- Relativement à l'activité des argiles, on constate que la plus part des matériaux fins ont une activité faible à moyenne, ce qui ne pose pas de limitations à sa réutilisation comme matériau de construction.

**4.2.2. Équivalent de sable :**

L'équivalent de sable (ES), le paramètre qui normalement représente la quantité des éléments fins plastiques existant dans un sol, a été déterminé pour 10 échantillons de la zone d'emprunt potentielle plus sableuse (ZEA) : 9 des dépôts de terrasse pliocène P2 (argile, limon sableux et argile sableuse légèrement encroûtés, graveleux avec cailloux et blocs) et 1 des dépôts de terrasse P3 (encroûtement calcaire friable).

Les valeurs de ES présentées par les dépôts de terrasse sableuse, généralement de 17 à 31%, sont concordantes avec le pourcentage de fines et la plasticité.

#### **4.2.3. Essai de compactage :**

28 essais Proctor normal ont été réalisés, il est de noter que la généralité des échantillons des formations pliocène P2 et P3 présente une teneur en eau un peu réduite par rapport à la teneur en eau optimale. Cette situation conduira, pendant la réalisation des travaux, au besoin d'humidification des sols, pour assurer de bonnes conditions de compactage et de mise en place des matériaux.

#### **4.2.4. Essais de cisaillement direct (CD) :**

Afin d'obtenir des paramètres de résistance et de déformabilité au dimensionnement préliminaire du barrage, on a préconisé des essais de cisaillement direct (CD) sur des échantillons représentatifs des dépôts des terrasses quaternaire et pliocène, ainsi que des marnes miocènes.

- Les dépôts de terrasse quaternaire présentent des valeurs de cohésion de 0,52 bar et de l'angle de frottement comprises entre 13 et 14° ;
- Les dépôts de terrasse pliocènes présentent des valeurs de cohésion de 0,27-0,46 bars et de l'angle de frottement compris entre 14 et 20° ;
- Les marnes de miocènes présentent une valeur de cohésion de 0,37 bar et de l'angle de frottement de 12° ;

#### **4.2.5. Essais de compression triaxiale :**

Avec le but d'obtenir des paramètres de résistance et de déformabilité essentiels au dimensionnement du barrage, des essais en compression triaxiale dans la modalité d'essai consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle ont été prévus sur des échantillons représentatifs des dépôts de terrasse sableuse et caillouteuse (matériaux pour les recharges) et des dépôts de terrasse argileuse (sols fin à utiliser au noyaux d'un barrage zoné ou dans le corps du barrage homogène).

Les éprouvettes pour les essais ont été préparées avec une énergie équivalente à celle de l'essai Proctor Normal et une teneur en eau proche de la teneur optimale. La saturation a été faite en appliquant une contre pression de 250 kN/m<sup>2</sup>.

Les essais triaxiaux ont été réalisés avec une vitesse de cisaillement de 0,02 mm/minute, avec des contraintes horizontales de 100, 200 et 300 kPa (ZEB) et 100, 200 et 400 kPa (ZEA). Les valeurs obtenues pour les paramètres de résistance en contraintes effectives,  $c'$  et  $\phi'$ , sont présentées dans le tableau I.02.

**Tableau I.02 :** Résultats des essais de compression triaxial avec le critère de rupture de  $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max}$ 

Zone d'emprunt	Puits	Profondeur (m)	Essai Triaxial	
			c' (kPa)	$\phi'$ (°)
ZEA (recharges)	P113	1,3-4,2	Essai impossible à réaliser (échantillon trop graveleux et sableux (non cohésif), avec des pourcentages des matériaux fins très faibles)	
	P125	0,5-1,8	Échantillon insuffisant	
ZEB (noyau)	P102	0,2-3,0	66	14
	P107	0,4-3,0	55	18

(c' : cohésion effective ;  $\phi'$  : angle de frottement effectif ;)

#### 4.2.6. Essais minéralogiques :

Pour évaluer le potentiel d'utilisation des dépôts de terrasse quaternaire et pliocène comme matériaux d'emprunt pour les remblais du barrage, on a préconisé des analyses minéralogiques. Les résultats de ces analyses montrent une importante présence de quartz, calcite et dolomite (valeurs comprises entre 57 et 95%), et une importante présence de minéraux argileux, tels que la kaolinite, l'illite, le chlorite et la kaolinite entre 5 et 30%. Cependant, ces valeurs ne posent généralement pas de limitations à leur réutilisation comme matériau de construction.

#### 4.2.7. Essais sur matériau rocheux :

Afin d'évaluer le potentiel d'utilisation des dépôts de terrasse quaternaire et pliocène encroûtés de la zone d'emprunt potentielle ZEC comme matériau d'emprunt pour les remblais du barrage, des essais au laboratoire sur les éprouvettes rocheux ont été prévus, notamment, les essais d'abrasion Los Angeles, Micro-deval et qualification à l'alcali-réaction.

De l'analyse des résultats de ces essais, on peut conclure que :

- Les valeurs d'abrasion obtenues d'après l'essai Los Angeles (LA=23 à 38%) mettent en évidence qu'il s'agit d'un matériau rocheux de résistance moyenne à l'érosion ;
- Concernant les essais Micro-deval et la réactivité du type alcali-silice, les résultats sont très variables.

### 5. Perméabilité et traitement de fondation :

La perméabilité d'un sol peut être déterminée en laboratoire ou in situ. Les méthodes de laboratoire consistent à prélever un échantillon de sol et à mesurer sa perméabilité à l'aide d'un perméamètre. Les mesures sont effectuées soit avec un perméamètre à charge constante, quand il s'agit de grandes perméabilités ( $k > 10^{-5}$  m/s), soit avec un perméamètre à charge

variable, quand il s'agit de mesurer de faibles perméabilités ( $k < 10^{-8}$  m/s) (Costet et Sanglerat 1981).

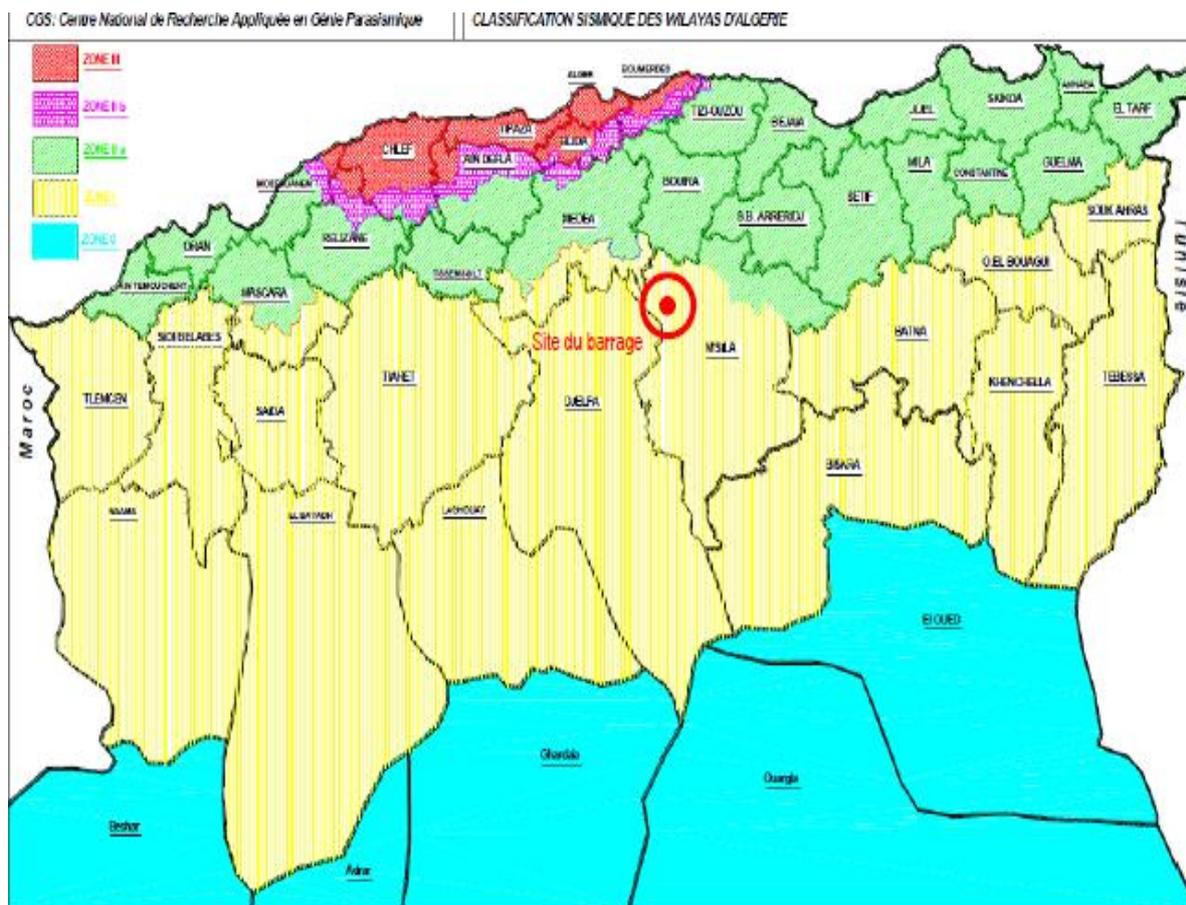
Le massif de fondation est composé par une couverture perméable, composé par des sols alluvionnaires, des dépôts de terrasse et des colluvions, sur un massif marneux peu perméable à imperméable. On souligne la présence d'une couche très perméable, composé par des graviers et des galets à matrice sablo-limoneuse à argilo-sableuse, avec 1-5 m d'épaisseur, qui accompagne la partie supérieur du massif marneux.

De l'analyse des résultats des essais Lefranc et Lugeon obtenus, on observe que le terrain se présente perméable à très perméable ( $K=10^{-6}$  à  $10^{-3}$  m/s et 12-13 Lugeons), jusqu'à 5 à 10 m au niveau de la rive droite et rive gauche et jusqu'à 10 à 15 m au niveau du fond de la vallée. Au-dessous de ces profondeurs, les valeurs de perméabilité sont généralement inférieures à 3 U.L.

## **6. Étude de sismicité :**

Selon le zonage sismique associé aux règles parasismiques algériennes de 1999 (RPA 99) révisées après le séisme de Boumerdès de 2005, le site de M'Sila se trouve en zone IIa a sismicité « moyenne ». Alors, le règlement divise le territoire algérien en 5 zones de sismicité, qui sont présentées au-dessous par ordre croissante:

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II a : sismicité moyenne ;
- Zone II b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.



**Figure I.4 :** Carte de zonage sismique (RPA99/version 2003)

Le tableau I.03 présente les valeurs du coefficient d'accélération réglementaire en fonction du zonage sismique et du type de l'ouvrage.

**Tableau I.03 :** Coefficients d'accélération (RPA99/version 2003)

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

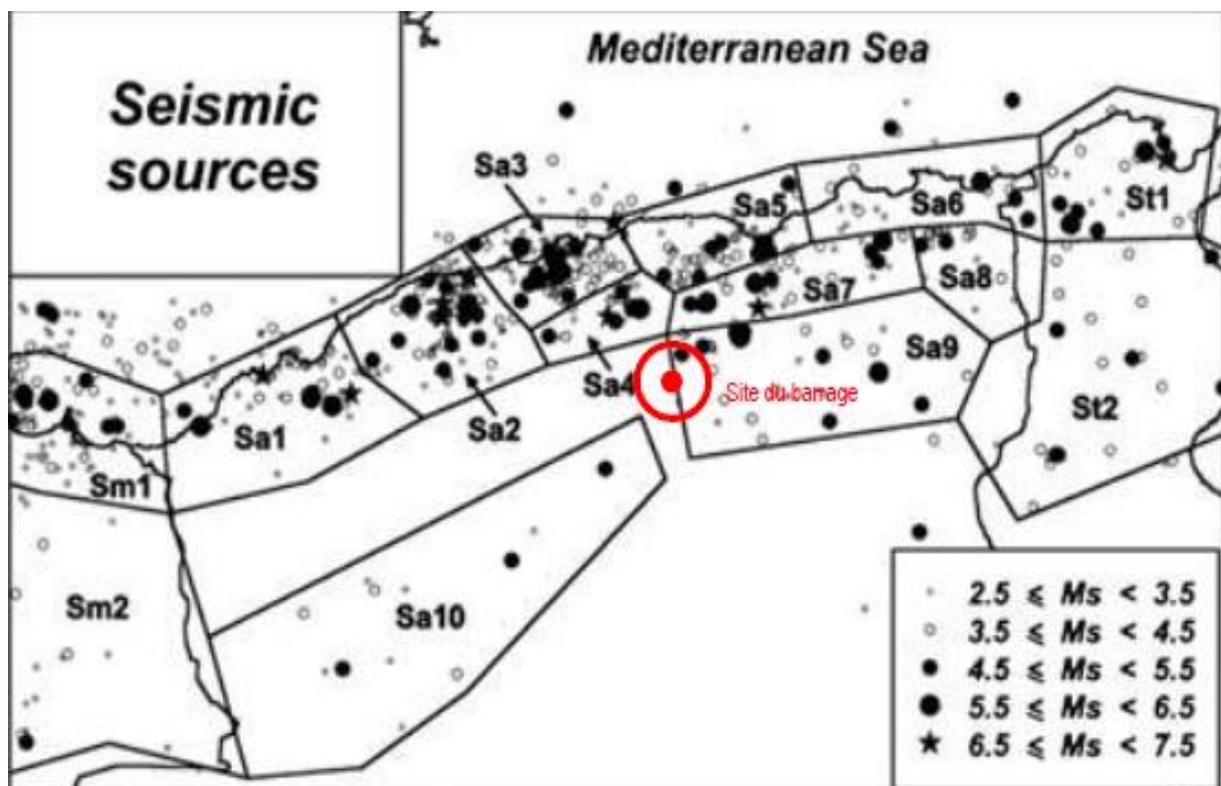
Les ouvrages sont classifiés en quatre groupes en fonction de leur usage avant, pendant et après un séisme fort:

- Groupe 1A: ouvrages d'importance vitale devant demeurer opérationnels après un séisme majeur (centres de décision, hôpitaux, police, gendarmerie, installations militaires, de télécommunication, de stockage d'eau, etc...);
- Groupe 1B: ouvrage de grande importance (bâtiments publics, scolaires, universitaires, etc...);
- Groupe 2: ouvrage courant ou d'importance moyenne (habitation, bureaux ...);

- Groupe 3: ouvrages de faible importance (constructions pour stockage de biens de petite valeur, constructions provisoires, etc...).

En ce qui concerne le barrage de Koudiat Ben Aida, tenant en compte que le site appartient à la zone IIa et que l'ouvrage se classe dans le groupe 1 A, on obtient pour la composante horizontale du coefficient sismique la valeur **0.25**.

Dans les études de l'approche probabiliste, le territoire a été découpé en 14 zones sources de style sismotectonique homogène : 2 au Maroc (Sm1 et Sm2), 10 en Algérie (Sa1 à Sa10) et 2 en Tunisie (St1 et St2), Figure 05. Pour chaque zone source, on a développé des modèles de récurrence de la sismicité, suivant une loi de comportement fréquence-magnitude de forme exponentiel du type Gutenberg-Richter.



**Figure I.5 :** Les zones sources Peláez et al 2006)

On peut conclure que le site de M'Sila proposé pour la construction du barrage de Koudiat Ben Aida est situé proche de la zone « Sa9 », caractérisée par un séisme maximal de  $M=6,4$ .

La conclusion des travaux de reconnaissances géologiques et géotechniques permettent de conclure qu'il n'y a pas de singularités identifiées dans la fondation du barrage qui puissent générer quelque sismicité locale.

**Conclusion :**

En conclusion, les résultats obtenus d'après les travaux de prospection réalisés et la reconnaissance géologique de surface permettent d'affirmer qu'il y aura des matériaux convenables pour la construction d'un barrage en remblais homogène ou zoné près du site du barrage.

Les sols avec les meilleures caractéristiques géotechniques pour une solution de barrage homogène ou pour un noyau imperméable d'un barrage zoné sont les dépôts de terrasse silto-argileuse quaternaires, avec un pourcentage de fins supérieure à 44%, à plasticité moyenne à élevée, définis dans la zone d'emprunt ZEB (au fond de la vallée). Selon les résultats obtenus des essais réalisés, la perméabilité de ces sols est suffisamment basse et les essais réalisés confirment que les caractéristiques de résistance et de déformabilité sont convenables pour utiliser ces matériaux dans le noyau de la digue.

Pour les recharges, les matériaux les plus adaptés sont des dépôts de terrasse pliocène plus sableuse et caillouteuse de la zone d'emprunt ZEA (la rive gauche).

La zone d'emprunt ZEC (la rive droite) présente des dépôts de terrasse quaternaire et pliocène constitués de graviers et de galets dans matrice limoneuse carbonatée, avec des niveaux cimentés (encroûtés), qui pourront être utilisés essentiellement comme matériau d'enrochement de protection.

Compte tenu du bilan de cette analyse de volumes disponibles, on peut considérer que les volumes de matériaux estimés sont suffisants pour les besoins du barrage.

# Étude Hydrologique et de Régularisation

## Introduction

L'étude hydrologique présente une importance primordiale dans un projet de barrage, et cela par la détermination des caractéristiques principales des bassins versants ; afin d'assurer une garantie sur la sécurité de notre aménagement, et d'effectuer un dimensionnement économique des ouvrages. Le présent chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques du bassin versant de l'oued El Ham. Par ailleurs, le calcul des débits maximums et les apports solides feront l'objet de ce chapitre.

### 1. Bassin versant :

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval (Laborde, 2009). Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique.

#### 1.1. Introduction

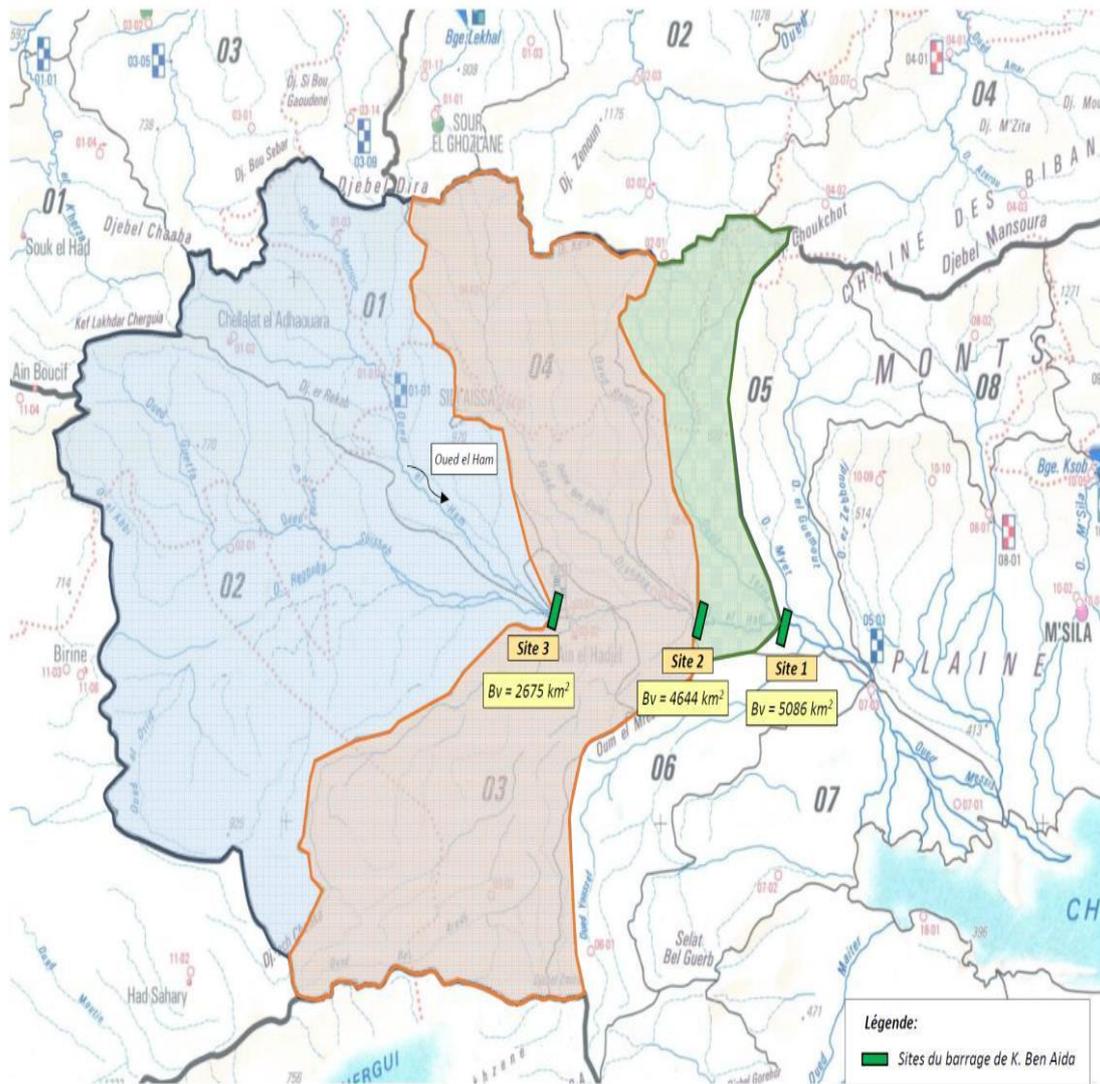
Dans le cadre du développement de l'étude hydrologique du barrage de Koudiat Ben Aida et afin de choisir le meilleur site de point de vue technico-économique, une analyse globale de trois sites pour l'implantation du barrage a été effectuée :

- Site 1 : localisé à environ 36 km à l'ouest de M'sila, collecte l'eau provenant des oueds l'El Ham, Terga, Djenane, Sbisseb et le Bel Aroug avec un apport moyen de l'ordre de 40 hm<sup>3</sup>/an ;
- Site 2 : emplacement en amont de Sidi Hadjeres, environ 49 km à l'ouest de M'sila ; reçoit l'eau provenant des oueds l'El Ham, Djenane, Sbisseb et Bel Aroug avec un apport moyen de l'ordre de 32 hm<sup>3</sup>/an ;
- Site 3 : localisé en amont de la route RN8, environ 62 km à l'ouest de M'sila, reçoit l'eau provenant des fleuves El Ham et Sbisseb avec un apport moyen de l'ordre de 22hm<sup>3</sup>/an.

L'oued El Ham est formé par la confluence des oueds Sbisseb, Bel Aroug, Djenane et Terga.

Les bassins versants analysés, dominés par les trois sites possibles de barrage, drainent le versant sud de la chaîne du Hodna et versent ses eaux dans le Chott El Hodna. Les bassins confinés par le sud et sud-ouest avec le bassin du Chott Melrhir et avec le bassin du Zahrez. Par le nord les bassins versants confinent avec le bassin des oueds Isser et Soummam.

Ils drainent des superficies totales de 5086, 4644 et 2675 km<sup>2</sup>, respectivement pour les sites 1, 2 et 3. La localisation des bassins alternatifs est indiquée dans la Figure 2.1.



Extrait de la Carte du Réseau Hydroclimatique de l'Algérie (ANRH)

**Figure II.1 :** Localisation des bassins versants de l'oued El Ham, dominées par les sites analysés pour l'implantation du barrage de Koudiat Ben Aida

En effet, le site 1 proposé lors des études antérieures, possède des apports très significatifs (de l'ordre de 40 hm<sup>3</sup>/an) et assez variable. L'utilisation de cette eau demanderait une capacité utile de la retenue de l'ordre du double de cette valeur, soit 70 hm<sup>3</sup>, à laquelle il faudrait additionner la garde contre l'envasement. Cette capacité de stockage est physiquement impossible à créer dans le site original sans inonder une superficie très considérable, de l'ordre de 17 km<sup>2</sup>, pour laquelle les pertes d'eau par évaporation seraient insoutenables. Si le site 1 ne pourrait pas utiliser la totalité des apports, par contre il recevrait la totalité des sédiments générés sur la totalité du bassin versant, lesquels ferait baisser rapidement la capacité de stockage et, par conséquent, la capacité de régularisation de la retenue. En plus, la retenue aval recevrait les eaux de l'oued Tergat, assez salines, lesquelles pourraient la contaminer.

Par rapport au site 1, la zone 2, immédiatement en amont, ne présente pas des avantages significatifs.

Par contre, le site 3 dans la zone plus en amont, est le plus favorable en termes de création d'une retenue, une fois que la superficie inondée est moindre, pour la même capacité de stockage, ce qui réduit les pertes par évaporation. Aussi, une fois que l'apport de sédiments est moindre, la durée de vie de la retenue sera supérieure, avec une moindre diminution de la productivité de la retenue avec le temps.

Aussi, le développement des trois sites dans le futur sera presque inévitable, étant donnée le taux d'envasement et le coût élevé de dévasement (très supérieur à la construction d'un nouveau barrage). Dans ce cas aussi, il sera préférable de commencer par le site amont, ce qui permettra de réduire le volume de sédiments trappé dans la totalité des retenues.

Pour les raisons exposées, on propose que le premier barrage de Koudiat Ben Aida soit construit sur le site 3.

## 1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les logiciels Autocad, ArcGis et Global Mapper.

### 1.2.1. Paramètres géométriques :

#### ○ Superficie :

La surface du bassin versant est obtenue à partir des images satellitaires présent sur Earth Explorer et Global Mapper :

$$S = 2675 \text{ Km}^2$$

#### ○ Périmètre du bassin :

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P = 342 \text{ km}$$

#### ○ Longueur de l'oued principal :

La longueur de l'oued principal a pour valeur :

$$L = 73,5 \text{ km}$$

### 1.2.2. Paramètres de forme :

#### ○ Indice de compacité de Gravelius "Kc" :

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, et de comparer les bassins versants entre eux. L'indice de compacité de Gravelius ( $K_G$ ), est en fait le rapport du périmètre du bassin à la circonférence du cercle ayant la même surface.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

P : périmètre du bassin versant (Km).

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

$K_C$  : indice de Gravelius.

$$K_C = 1,86$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

- si  $K_C = 1 \Rightarrow$  bassin parfaitement circularisé.
- si  $K_C = 1.128 \Rightarrow$  bassin ramassé.
- si  $K_C > 1.128 \Rightarrow$  bassin allongé.

Ce bassin est donc de forme relativement allongée. Une forme allongée d'un bassin versant favorise des faibles débits de pointes en raison du temps de concentration élevé.

○ **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est calculé par la relation :

$$Ca = L^2/S \dots\dots\dots(II.2)$$

L : la longueur du talweg principal  
S : la superficie du bassin versant.

$$Ca = 2,02$$

○ **Rectangle équivalent :**

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité ( $K_C$ ) et même hypsométrie que le bassin versant étudié.

Ce périmètre permet la comparaison facile du bassin entre eux du point de vue de l'influence de leur caractéristique sur la courbe.

Les dimensions du rectangle équivalent sont :

- Longueur du rectangle équivalent :

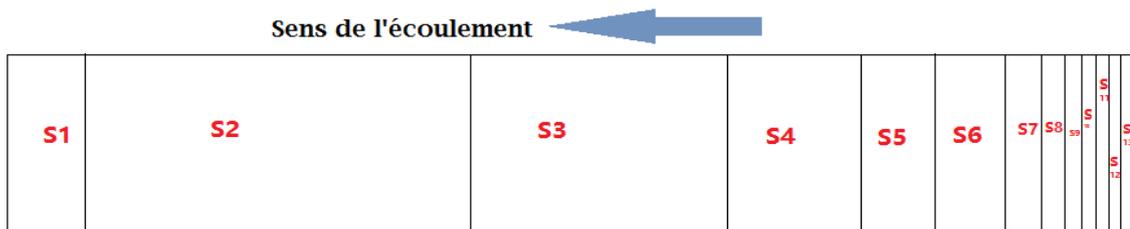
$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(II.3)$$

$$L_r = 154.5 \text{ Km}$$

- Largeur du rectangle équivalent :

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(II.4)$$

$$l_r = 17.32 \text{ Km}$$



**Figure II.2 : Rectangle équivalent**

### 1.2.3. Paramètres du relief :

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

C'est un élément capital dans le comportement hydrologiques d'un bassin .le but cherché ici est la détermination de la classe de relief, la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

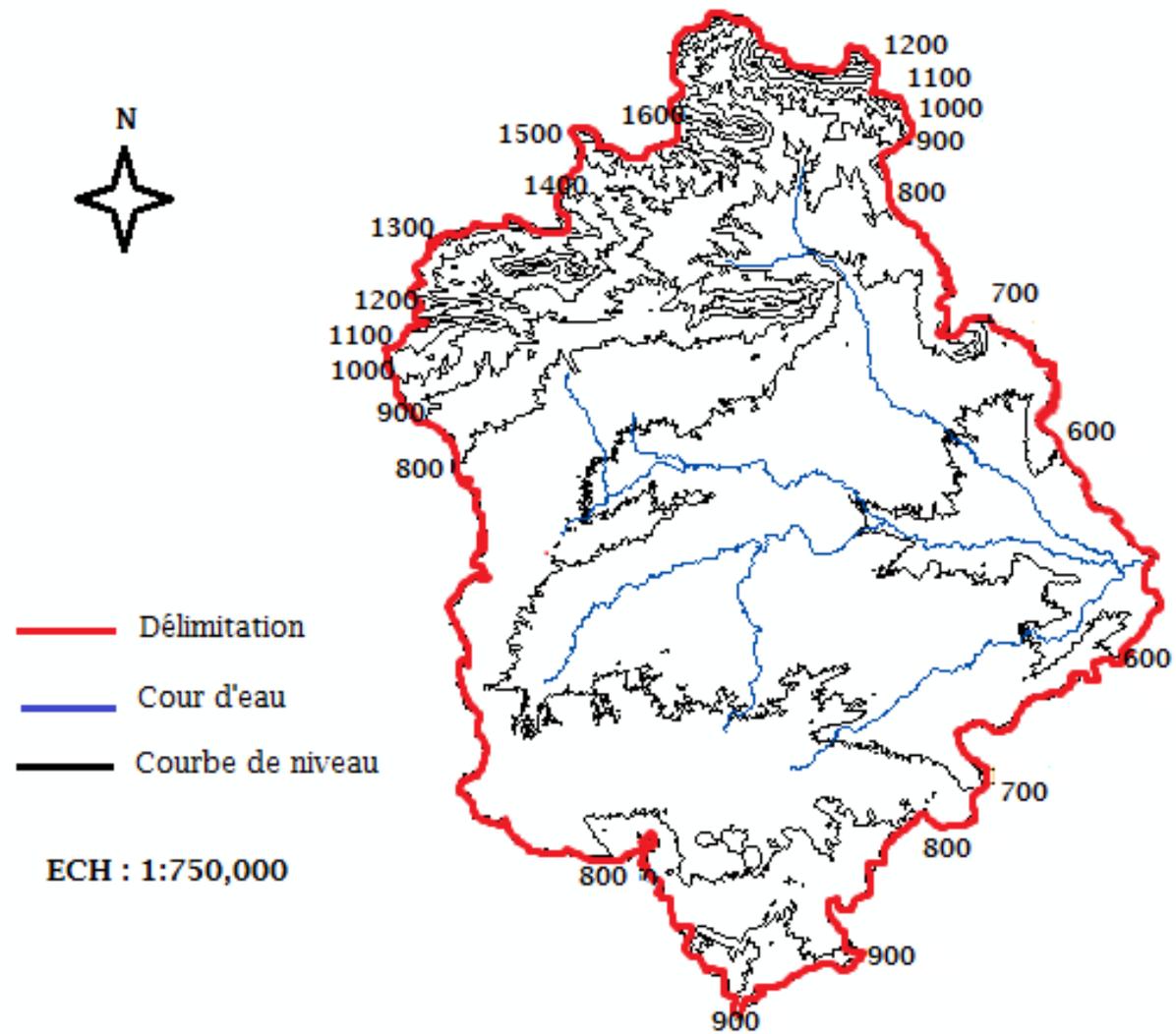
#### ○ Hypsométrie du bassin versant :

La courbe hypsométrique est le tracé des surfaces partielles comprises entre les courbes de niveau successives.

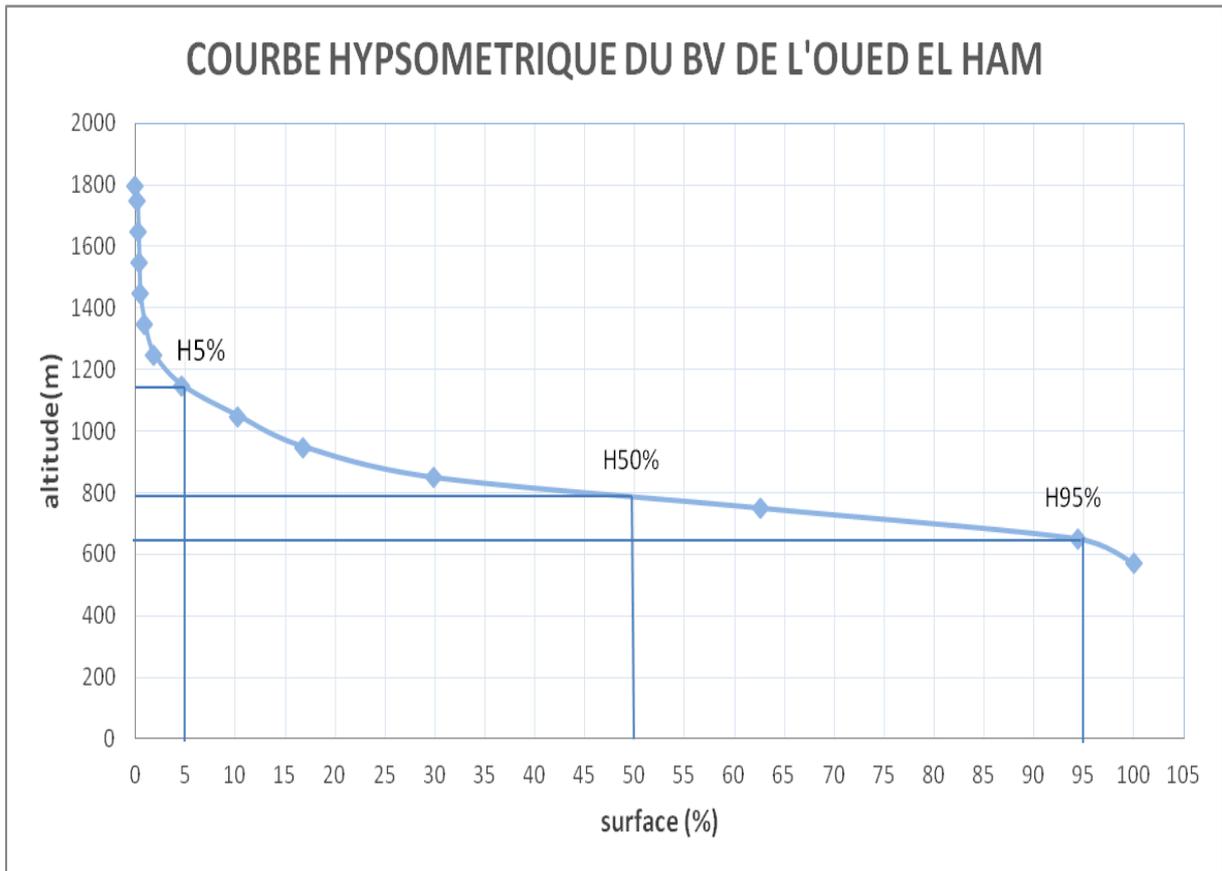
On obtient les résultats suivants (voir tableau II.1).

**Tableau II.01** : Répartition de la surface du BV

Altitude (m)	S <sub>i</sub> (Km <sup>2</sup> )	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (%)	S <sub>i</sub> (%) cumulée
1700-1800	5	1750	0.18	0.18
1600-1700	2.5	1650	0.09	0.28
1500-1600	2.5	1550	0.09	0.37
1400-1500	2.5	1450	0.09	0.47
1300-1400	12.5	1350	0.46	0.93
1200-1300	25	1250	0.93	1.87
1100-1200	75	1150	2.80	4.67
1000-1100	150	1050	5.61	10.28
900-1000	175	950	6.54	16.82
800-900	350	850	13.08	29.91
700-800	875	750	32.71	62.62
600-700	850	650	31.77	94.39
542-600	150	571	5.61	100



**Figure II.3 :** Répartition des courbes de niveaux



**Figure II.4 :** Courbe hypsométrique du Bassin versant.

○ L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$$H_{5\%} = 1150 \text{ m NGA}$$

$$H_{95\%} = 650 \text{ m NGA}$$

○ **Altitudes médiane :**

L'altitude médiane ou  $H_{50\%}$  est déterminée sur la courbe hypsométrique.

$$H_{\text{med}} = H_{50\%} = 800 \text{ m NGA}$$

○ **Altitude moyenne :**

L'altitude moyenne  $H_{\text{moy}}$  est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (\text{II.5})$$

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

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

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

$$H_{\text{moy}} = 774 \text{ m NGA}$$

○ **Indices de pentes :**

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

**a. Indice de pente de global  $I_g$  :**

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(II.6)$$

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

$D$  : Dénivelée entre H5% et H95% tel que :

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} H_{5\%} = 1150 \text{ m} \\ H_{95\%} = 650 \text{ m} \\ L = 153,7 \text{ Km} \end{array} \right\} \Rightarrow I_g = \mathbf{0.0032}$$

$0.002 < I_g < 0.005 \Rightarrow$  Donc notre relief est faible.

**b. Indice de pente moyenne  $I_m$  :**

Il est calculé à partir de la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots\dots\dots(II.7)$$

$\Delta H$  : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives.

$L_1, L_2 \dots L_n$ : les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

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

$\Rightarrow$  La pente moyenne du bassin est :  $I_m = \mathbf{7.5\%}$

**c. Indice de pente de Roche  $I_p$  :**

L'indice de pente de M. ROCHE sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(II.8)$$

$L$  : Longueur de rectangle équivalent (m).

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

**Tableau II.2:** Détermination de la pente Roche Ip.

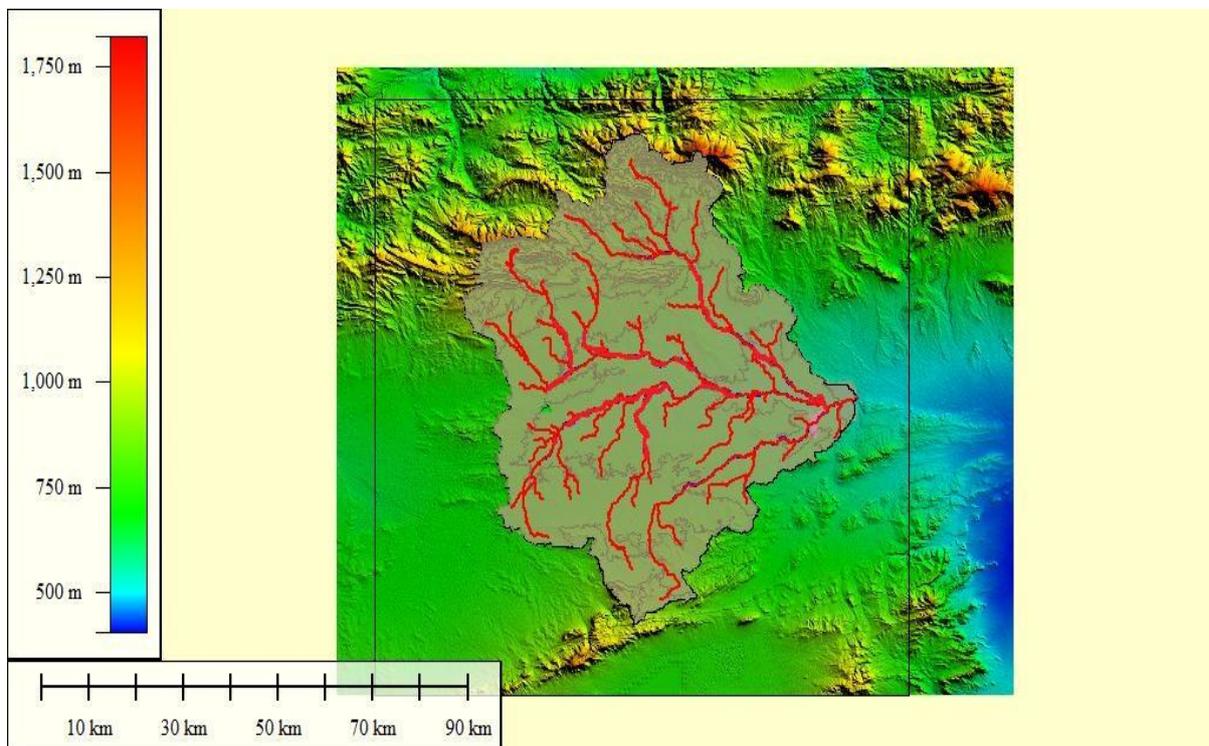
Altitude	$D_i = H_i - H_{i-1}$ (m)	$S_i$ (km <sup>2</sup> )	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
542-600	58	150	0.05	1.8
600-700	100	850	0.31	5.64
700-800	100	875	0.32	5.72
800-900	100	350	0.13	3.61
900-1000	100	175	0.06	2.56
1000-1100	100	150	0.05	2.37
1100-1200	100	75	0.03	1.67
1200-1300	100	25	0.009	0.96
1300-1400	100	12.5	0.004	0.68
1400-1500	100	2.5	0.0009	0.3
1500-1600	100	2.5	0.0009	0.3
1600-1700	100	2.5	0.0009	0.3
1700-1800	100	5	0.002	0.43

⇒  $I_p = 2,12$

### 1.3. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

#### 1.3.1. Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.



**Figure II.5 :** Réseau hydrographique du Bassin versant à partir du logiciel Global Mapper.

### 1.3.2. Densité de drainage :

Elle est définie comme le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tout ordre et la surface drainée, elle est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum_i^n L_i}{S} \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

$\sum L_i$ : Longueur totale des talwegs de tous les ordres (Km) = 2476 Km.

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

$$D_d = 0,93 \text{ Km/Km}^2$$

### 1.3.3. Densité du thalweg élémentaire :

$$F = \frac{N}{S} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Avec :

$N$  : Nombre des talwegs d'ordre 1.  $N = 720$ .

$S$  : Surface du bassin versant.

$$F = 0,27$$

### 1.3.4. Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité est calculé par l'expression suivante :

$$C_t = D_d \cdot F = D_d \cdot \frac{N}{S} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

Avec :

$D_d$  : la densité de drainage.

$$C_t = 0,25 \text{ km/km}^4$$

### 1.3.5. La longueur moyenne des versants

$$L_v = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

$D_d$  : densité de drainage en Km/Km<sup>2</sup>.

$L$  : longueur de rectangle équivalent en Km.

$$L_v = 82,63 \text{ Km}$$

### 1.3.6. Pente moyenne du cours d'eau principal

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

$\Delta H$ : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

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

$$I_c = 0,78 \%$$

### 1.3.7. Temps de concentration du bassin versant

C'est le temps que met une goutte d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

➤ **Formule de GIANDOTTI**

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \dots\dots\dots(II.14)$$

$$T_c = 26h$$

Avec : Lp : Longueur du cours d'eau principal (Km).

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

Hmoy, Hmin : Respectivement altitude moyenne et minimal du bassin versant (m).

➤ **Formule de TURRAZA**

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I_c}} \dots\dots\dots(II.15)$$

$$T_c = 23h$$

Avec :

T<sub>C</sub>: Temps de concentration (**h**).

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

L<sub>P</sub>: Longueur du talweg principal (**Km**).

I<sub>c</sub> : Pente moyenne du cours d'eau (**m/Km**).

➤ **Formule de PASSINI**

$$T_c = 4 \left[ \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I_c}} \right]^{0.75} \dots\dots\dots(II.16)$$

$$T_c = 39h$$

Avec :

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

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

Le temps de concentration est l'un des premiers paramètres à estimer correctement pour le calcul des débits de crue. Le choix de la méthode appropriée, dépend de facteurs topographiques, pluviométriques et aussi de facteurs d'échelle, liés à la taille du bassin versant.

**Commentaire :**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur T<sub>c</sub> = 26 heures, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte plusieurs paramètres géométriques du bassin.

### 1.3.8. Vitesse de ruissellement

La vitesse de propagation moyenne de l'eau dans le bassin versant elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (II.15)$$

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

$T_c$  : Temps de concentration (h).

$$V_r = 2,77 \text{ Km/h}$$

**Tableau II.3:** Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	2675
Périmètre		P	Km	342
Longueur du thalweg Principal		L	Km	73,5
Indice de compacité		K <sub>c</sub>	-	1,9
Coefficient d'allongement		C <sub>a</sub>	-	2,02
Rectangle équivalent	Longueur	L <sub>r</sub>	Km	153,7
	Largeur	l <sub>r</sub>	Km	16,7
altitudes	Maximale	H <sub>max</sub>	m	1800
	Moyenne	H <sub>moy</sub>	m	774
	Médiane	H <sub>med</sub>	m	800
	Minimale	H <sub>min</sub>	m	542
Indice de pente de Roche		I <sub>p</sub>	%	2,12
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	%	0,32
Indice de pente moyenne		I <sub>m</sub>	%	7,5
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	0,93
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	-	0,25
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	H	26
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	2,77

## 2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

### 2.1. Température :

On dispose des températures moyennes de l'air observées sous abri à la station climatique de M'Sila, pour la période de 1981 à 2014. La station est localisée environ 62 km à l'est du site du barrage. Les caractéristiques de la station de M'Sila sont les suivantes :

- Coordonnées : 35,33° Lat. et 4,21° Long. ;
- Altitude : 461 m.

La température moyenne annuelle sur le bassin versant est de 18.9C°. Le mois de janvier présente la plus basse température, alors que les mois de juillet et aout sont les mois les plus chauds. On obtient pour le site du barrage en étude et pour le respectif bassin versant les valeurs indiquées dans le tableau II.4.

**Tableau II.4 : Température mensuelle estimée (°C)**

Mois T(°C)	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juill	Aout	Année	Altitude (m)
Site du barrage	26,9	21,0	14,4	9,9	8,9	10,7	14,8	18,5	23,6	29,4	33,7	32,6	<b>20,4</b>	533
Bassin versant	25,4	19,5	12,9	8,4	7,4	9,2	13,3	17,0	22,1	27,9	32,3	31,1	<b>18,9</b>	762

**2.2. L'évaporation :**

L'évaporation est le paramètre climatique le plus important en ce qui concerne l'exploitation de la future retenue de Koudiat Ben Aida.

En considérant une latitude moyenne de 35,8° N, la durée mensuelle d'heures de soleil par mois est celle indiquée dans le tableau II.5.

**Tableau II.5 : Heures d'insolation mensuelles**

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Année
Insolation (h/mois)	377	355	313	303	309	306	370	392	435	437	446	422	<b>4466</b>

Les valeurs moyennes interannuelles de l'évapotranspiration potentielle obtenues par les résultats estimés de la carte de l'ANRH sont indiquées dans le tableau II.6.

**Tableau II.6 : Distribution mensuelle de l'évapotranspiration potentielle**

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Année
	<b>Insolation (h/mois)</b>	377	355	313	303	309	306	370	392	435	437	446	422	<b>4466</b>
Site de la retenue	<b>% evap mensuelle</b>	10,1	7,1	3,8	2,6	2,5	2,8	5,7	7,7	11,6	14,3	16,9	14,9	<b>100,0</b>
	<b>ETPmois (mm)</b>	163	115	62	42	41	46	92	125	189	232	274	241	<b>1620</b>
Bassin versant	<b>% evap mensuelle</b>	10,2	7,1	3,7	2,4	2,3	2,7	5,5	7,6	11,7	14,5	17,2	15,1	<b>100,0</b>
	<b>ETPmois (mm)</b>	153	107	56	36	35	40	83	115	176	219	260	228	<b>1509</b>

**3. Etude des précipitations :**

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le Tableau II.7 Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station Ain Nessissa est la station la plus proche de la zone de l'étude.

**3.1.Répartition de la pluie moyenne dans l'année :**

La station pluviométriques la plus proche du bassin versant et qui possède une série de (1967-2011) est la station dont le code est 050101.

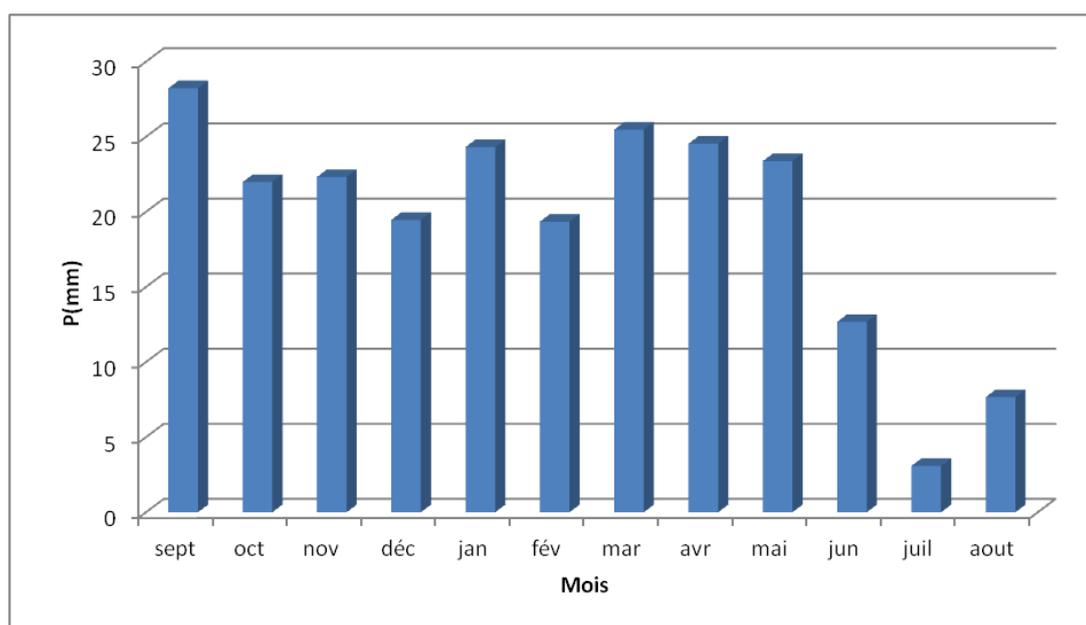
**Tableau II.7 :** caractéristiques des stations pluviométriques

Station	Altitude (m)	Coordonnées		Période de fonctionnement	Années
		Lat(°N)	Long(°E)		
050101- Ain Nessissa	681	35,91	3,62	1967-2011	45

**Tableau II.8 :** Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station Ain Nessissa.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Somme
<b>P(mm)</b>	28,23	21,98	22,32	19,46	24,31	19,35	25,47	24,54	23,38	12,67	3,08	7,67	231,97
<b>P%</b>	12,17	9,48	9,62	8,39	10,48	8,34	10,98	10,58	10,08	5,46	1,33	3,3	100

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle, on a analysé les données de notre station. Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies est de 231,97 mm. Le mois le plus pluvieux est Septembre (28.23 mm).



**Figure II.6:** Répartition mensuelle des pluies.

### 3.2.Ajustement des pluies maximales journalières :

L'étude fréquentielle des précipitations journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique sont représentées dans le tableau :

**Tableau II.9:** Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique (45ans)

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max,j}$ (mm)	$\sum_{i=1}^{N=44} P_{max,j}$	1533,9
La moyenne des $P_{max,j}$ en (mm)	$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n}$	34,087
L'écart type $\sigma_x$ , pour $n > 30$ ans	$\sigma_{P_{max,j}} = \left[ \sqrt{\frac{1}{n-1} \left( \sum_{i=1}^{n=44} (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2 \right)} \right]$	22,053
Coefficient de variation $C_v$	$C_v = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}}$	0,647
Coefficient d'asymétrie $C_s$	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^3}{(N-1)\sigma^3}$	2,298

L'exposant climatique pour notre région ( $b=0,3$ ) est donné par l'ANRH de Alger.

### 3.3.Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement des séries pluviométrique sont nombreuses et leur efficacité dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- la loi de log-normale.
- la loi de GUMBEL

#### a. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

Tel que :  $y = a(x - x_0) \dots\dots\dots(\text{II.17})$

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{max,j} = \frac{1}{a}y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II.18})$$

On peut écrire :  $y = -\ln(-\ln(F(x))) \dots\dots\dots(\text{II.19})$

Avec :  $F(x) = \frac{m-0.5}{n}$

1/a : la pente de la droite de GUMEL.

y : variable réduite de GUMBEL.

x : précipitation maximale journalière (mm).

$x_0$  : le paramètre de position (mm).

m : l'ordre de classement.  
n : la taille de l'échantillon.

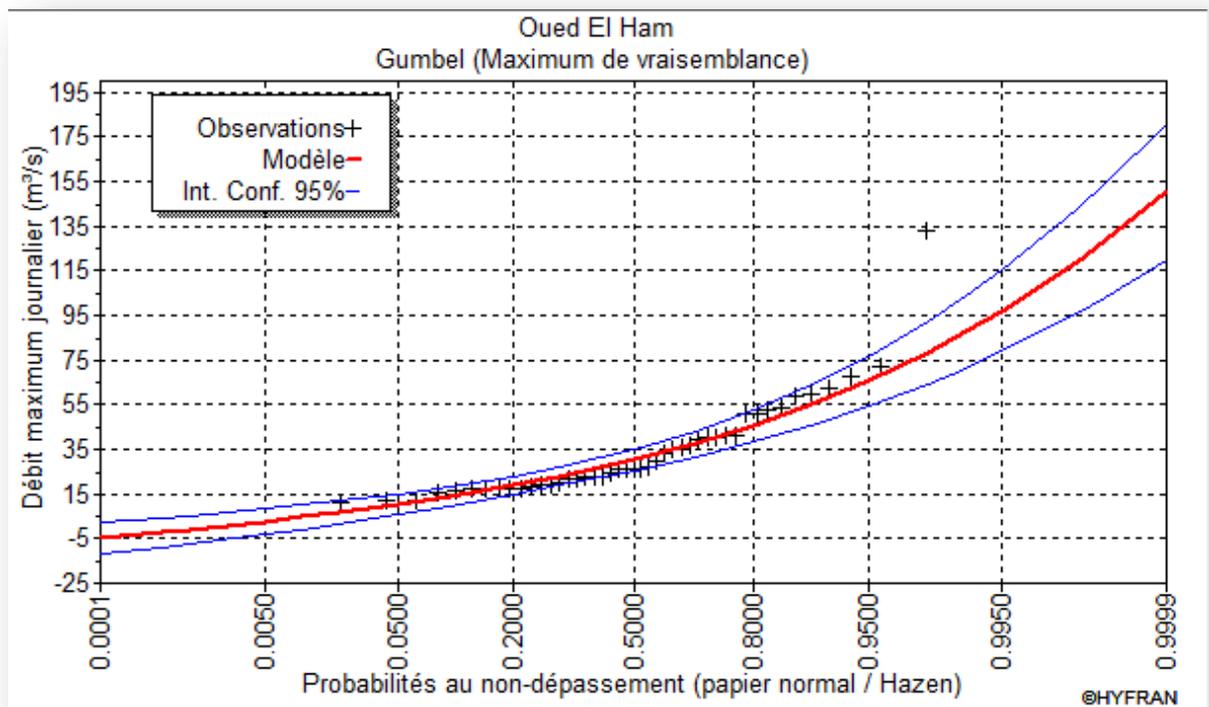
**Résultats de l'ajustement :**

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II.10:** Ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	Q	XT (mm)	Écart-type	Intervalle de confiance(95%)
2000.0	0.9995	128.385	13.002	102.89-153.87
1000.0	0.9990	118.979	11.904	95.643-142.32
200.0	0.9950	97.119	9.3651	78.760-115.48
100.0	0.9900	87.682	8.2782	71.454-103.91
50.0	0.9800	78.210	7.1964	64.103-92.318
20.0	0.9500	65.571	5.7762	54.247-76.895
10.0	0.9000	55.806	4.7112	46.570-65.042

La droite de Gumbel est donnée par la figure II.7.



**Figure II.7 :** Ajustement à la loi de Gumbel

**Tableau II.11:** Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	11.600
Maximum	Aucun	132.60
Moyenne	33.109	34.087
Écart-type	17.398	22.053
Médiane	30.250	26.400
Coefficient de variation (C <sub>v</sub> )	0.525	0.647
Coefficient d'asymétrie (C <sub>s</sub> )	1.139	2.298
Coefficient d'aplatissement (C <sub>k</sub> )	2.400	9.502

**Remarque :** les valeurs négatives sur la droite de Gumbel montrent que la série pluviométrique ne s'ajuste pas à cette loi.

**b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale :**

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et :} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots (II.20)$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma U_{p\%} \dots\dots\dots (II.21)$$

Avec :  $\sigma$ : écart-type.

$x_{moy}$  : hauteur de pluie moyenne.

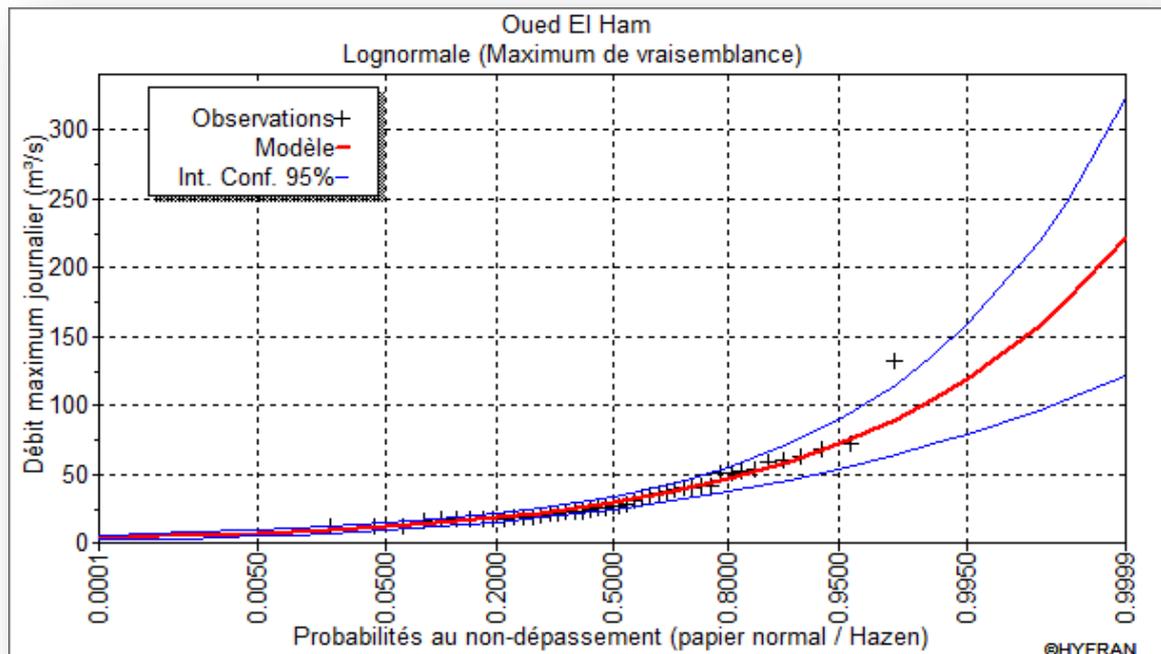
$U_{p\%}$  : variable réduite de Gauss.

**Résultats de l'ajustement :**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau II.12 suivant ainsi que le graphique est donné par la figure II.8.

**Tableau II.12:** Ajustement à la loi Log-Normale

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
2000.0	0.9995	176	36.5	104-247
1000.0	0.9990	157	31.0	96.5-218
200.0	0.9950	119	20.3	79.1-159
100.0	0.9900	104	16.4	71.6-136
50.0	0.9800	89.4	12.9	64.1-115
20.0	0.9500	71.5	8.98	53.9-89.1
10.0	0.9000	58.7	6.47	46.0-71.4



**Figure II.8 :** Ajustement à la loi Log-Normal

**Tableau II.13 :** Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	11.6
Maximum	Aucun	133
Moyenne	33.8	34.1
Écart -type	19.9	22.1
Médiane	29.2	26.4
Coefficient de variation( $C_v$ )	0.589	0.647
Coefficient d'asymétrie ( $C_s$ )	1.97	2.30
Coefficient d'aplatissement ( $C_k$ )	10.6	9.50

**c. Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carré) :**

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi-deux ( $\chi^2$ ).

Ce test permet de juger la qualité de l'ajustement d'une distribution théorique à une distribution expérimentale.

A partir du logiciel HYFRAN on obtient les résultats suivants :

**Tableau II.14:** Test de validité des deux ajustements

	<b>Loi de Gumbel</b>	<b>Loi log-normale</b>
$\chi^2$ calculé	8,40	10,00
$\alpha$	0,05	0,05
$\gamma$	6	6

A partir du tableau de Pearson on peut tirer la valeur de  $\chi^2$  théorique, tel que :

$$\chi^2 \text{ théorique} = f(\gamma, \alpha)$$

Le test de khi-deux ( $\chi^2$ ) montre que :

$$(\chi^2) \text{ théorique} = 12.592, \text{ pour : } \alpha = 0.05 \text{ et } \gamma = 5$$

Donc :  $\chi^2$  calculée <  $\chi^2$  théorique (pour les deux lois)

L'adéquation de la loi est bien définie, ce qui résulte que l'ajustement est correct avec une certaine probabilité :  $1 - \alpha$  soit 95%.

Après l'examen d'ajustement sur les deux lois, il en résulte que la loi Gumbel s'ajuste mieux à la série des pluies maximales journalière pour la station d'Ain Nessissa.

**4. Précipitations de courte durée :**

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées peut être obtenu en utilisant le rapport suivant :

$$P_t = P_{max,j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(\text{II.22})$$

Où :

$P_t$  : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{max,j}$ .

$P_{max,j}$  : la précipitation maximale en 24 heures (mm).

$b$ : un exposant climatique variable selon la région. ( $b=0.3$ ).

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

$$I_t = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots(\text{II.23})$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau II.15 et représentées sur la figure II.8 et la figure II.9 respectivement.

**Tableau II.15 : Pluies de courtes durées et leur intensité**

P.R T (ans)	5		10		20		50		100		1000	
	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)										
0.25	11.72	46.88	14.92	59.70	18.18	72.72	22.73	90.93	26.44	105.78	39.92	159.69
0.5	14.43	28.86	18.37	36.75	22.38	44.76	27.98	55.97	32.56	65.12	49.15	98.30
1	17.76	17.76	22.62	22.62	27.55	27.55	34.45	34.46	40.08	40.08	60.51	60.51
2	21.87	10.93	27.85	13.92	33.92	16.96	42.42	21.21	49.35	24.67	74.49	37.25
3	24.70	8.23	31.45	10.48	38.31	12.77	47.91	15.96	55.73	18.57	84.13	28.04
4	26.93	6.73	34.29	8.57	41.77	10.44	52.23	13.06	60.75	15.19	91.72	22.93
5	28.79	5.75	36.67	7.33	44.66	8.93	55.84	11.17	64.96	12.99	98.07	19.61
6	30.41	5.06	38.73	6.45	47.17	7.86	58.98	9.83	68.61	11.43	103.58	17.26
8	33.15	4.14	42.22	5.28	51.42	6.43	64.29	8.04	74.79	9.35	112.92	14.11
10	35.45	3.54	45.14	4.51	54.98	5.49	68.75	6.87	79.98	7.99	120.73	12.07
12	37.44	3.12	47.68	3.97	58.07	4.84	72.61	6.05	84.47	7.04	127.52	10.63
14	39.22	2.80	49.93	3.57	60.82	4.34	76.05	5.43	88.47	6.32	133.56	9.54
16	40.82	2.55	51.98	3.25	63.31	3.95	79.16	4.95	92.09	5.75	139.02	8.69
18	42.29	2.35	53.85	2.99	65.59	3.64	82.01	4.55	95.40	5.30	144.02	8.00
20	43.65	2.18	55.57	2.78	67.69	3.38	84.64	4.23	98.46	4.92	148.64	7.43
22	44.91	2.04	57.19	2.59	69.66	3.16	87.09	3.96	101.32	4.60	152.95	6.95
24	46.1	1.92	58.7	2.44	71.5	2.98	89.4	3.72	104	4.33	157	6.54

## 5. Étude des apports :

### 5.1. Apports moyens annuels $A_0$ :

L'ANRH dispose de trois stations hydrométriques sur l'oued El Ham, respectivement les stations 05.05.01, 05.03.01 et 05.01.01, localisés environ 25, 62 et 87 km à l'ouest de M'Sila et relativement près du site du barrage.

Tenant compte que la station 05.05.01 possède une série d'enregistrements significativement plus longue que la série de la station 05.0101 et 05.03.01 et qu'elle domine un bassin versant avec des caractéristiques plus semblables au bassin versant du site en étude (caractéristiques morphométriques et climatologiques, au niveau des écoulements, etc.), on a décidé de poursuivre les études en ayant pour base seulement la station 05.05.01.

Les mesures de débit disponibles comprennent trente-six années qui couvrent une période totale de trente-neuf années hydrologiques, 1955/56 à 1993/94, dont trois années (1961/62, 1962/63 et 1963/64) ne disposant pas d'observations.

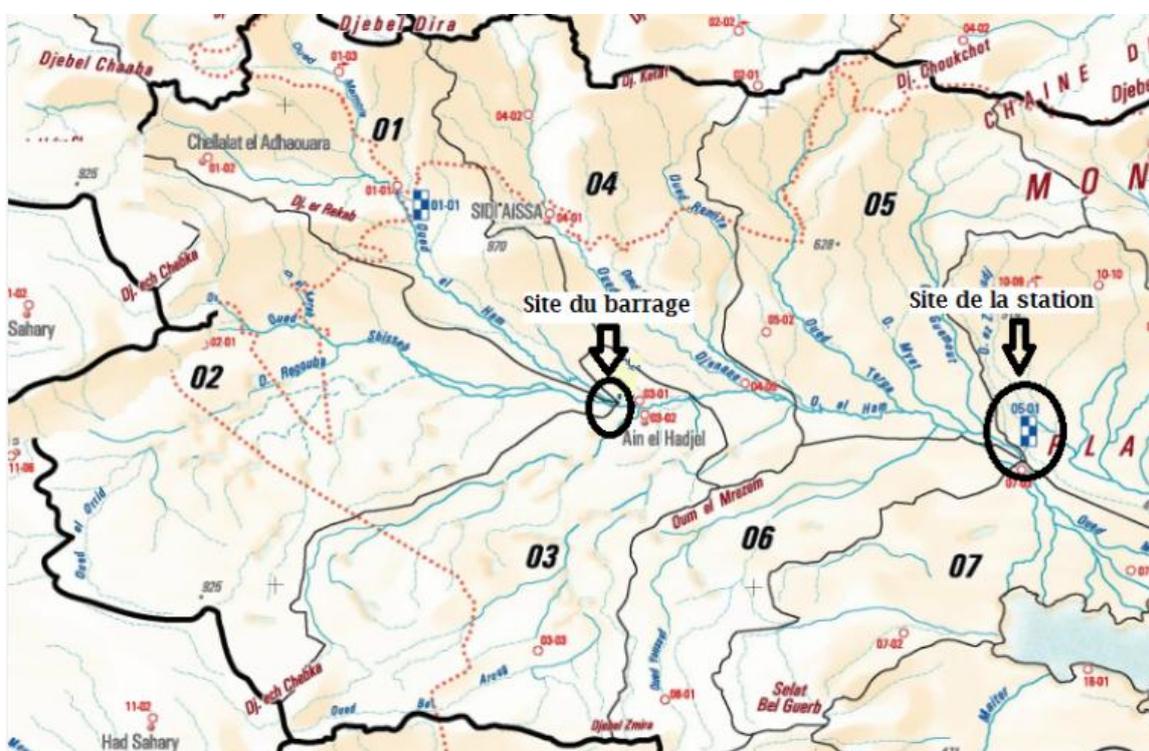


Figure II.9: Carte de situation de la station et du site

➤ L'apport moyenne annuelle de la station est de : **41,6 Mm<sup>3</sup>**.

Tableau II.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Annuel
A(Mm <sup>3</sup> )	3,3	6,08	6,5	4,04	7,29	2,27	3,62	1,47	1,86	2,32	0,44	2,4	41,6
Apport(%)	7,88	14,62	15,62	9,71	17,53	5,46	8,7	3,54	4,47	5,59	1,07	5,78	100,0

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \left[ \frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}} \right] \dots\dots\dots (II.24)$$

Avec :

$A_{site}$  : Apport moyen annuel estimé du site.

$A_{st}$  : Apport moyenne annuelle de la station (050501).

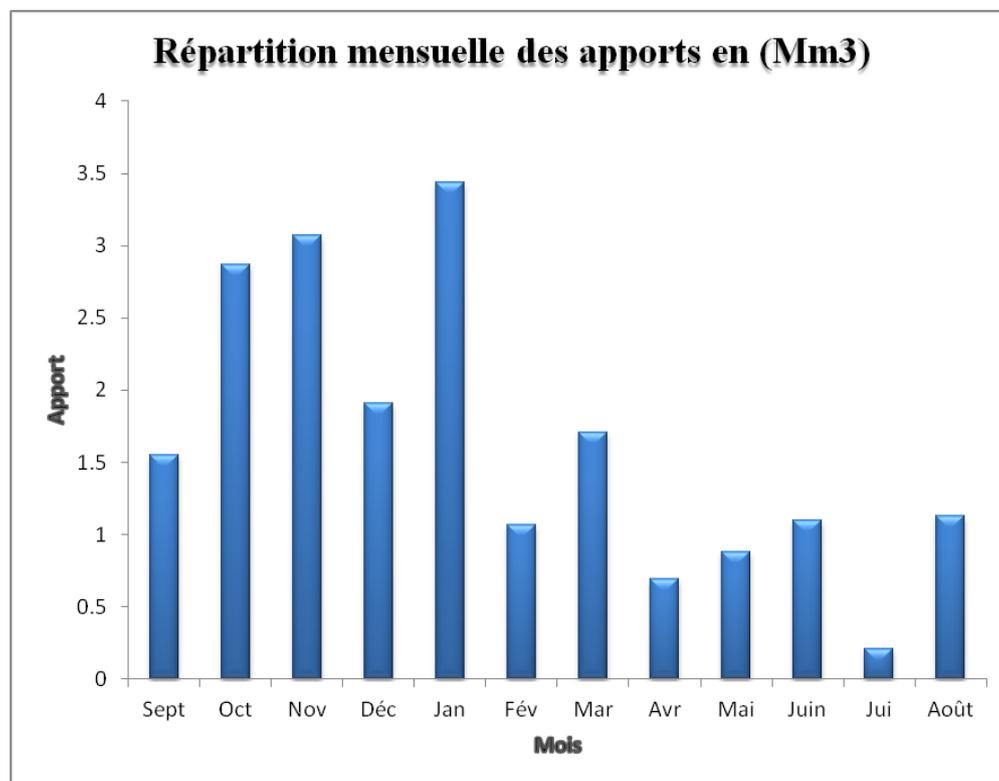
$S_{BV}^{site}$  : Surface du bassin versant du site est de 2675 Km<sup>2</sup>.

$S_{BV}$  : Surface du bassin versant où se trouve la station (050501) est de 5670 Km<sup>2</sup>.

**Tableau II.17:** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Annuel
<b>A(Mm3)</b>	1,55	2,87	3,07	1,91	3,44	1,07	1,71	0,69	0,88	1,1	0,21	1,13	20
<b>Apport(%)</b>	7,88	14,63	15,63	9,71	17,53	5,46	8,7	3,54	4,47	5,59	1,06	5,78	100,0

$$\Rightarrow A_{site} = 20 \text{ Mm}^3$$



**Figure II.10:** Répartition mensuelle de l'apport moyenne

## 5.2. Caractéristiques de l'écoulement

### a. Module de l'écoulement

Il est donné par la relation :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II.25)$$

Avec :  $A_0$  : Apport moyen annuel.

$T$  : Temps d'une année en secondes  $T = 3,1536 \cdot 10^7$  s.

D'où:

$$M_e = 634,19 \text{ l/s}$$

**b. Module de l'écoulement relatif**

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(II.26)$$

Avec :  $M_e$ : Module de l'écoulement (l/s).

$S$  : Superficie du bassin ( $Km^2$ ).

D'où:  $M_0 = 0,237 \text{ l/s/Km}^2$

**c. lame d'eau écoulée**

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(II.27)$$

Avec :  $A_0$  : Apport moyen annuel.

$S$  : Superficie du bassin ( $Km^2$ ).

$L_e = 7,48 \text{ mm}$

**d. Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par la formule suivante :  $C_e = \frac{L_e}{P_0} \dots\dots\dots(II.28)$

Avec :  $L_e$  : lame d'eau écoulé

$P_0$  : pluie moyenne annuelle.

$C_e = 0,032$

**e. Coefficient de variation**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation  $C_v$ , calculé à partir de la série des apports.

$C_v = 1,19$

**5.3. Irrégularité des apports**

**5.3.1. Les apports fréquentiels**

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports.

➤ **Ajustement de la série des apports à la loi Log normale**

**Tableau II.18:** Résultat de l'ajustement à la loi Log normale.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Écart type	Intervalle de Confiance
10000	0.9999	961.2090	446.4778	179.91-272.23
1000	0.9990	519.6477	206.0427	115.72-923.57
100	0.9900	246.1376	78.08148	93.06-399.21
50	0.9800	188.5145	54.73435	81.21-295.81
20	0.9500	126.3456	31.86545	63.87-188.81
10	0.9000	88.53342	19.60959	50.09-126.97
5	0.8000	57.54726	10.96051	36.06-79.03

**Tableau II.19** : Comparaison des caractéristiques de la loi normale et de l'échantillon

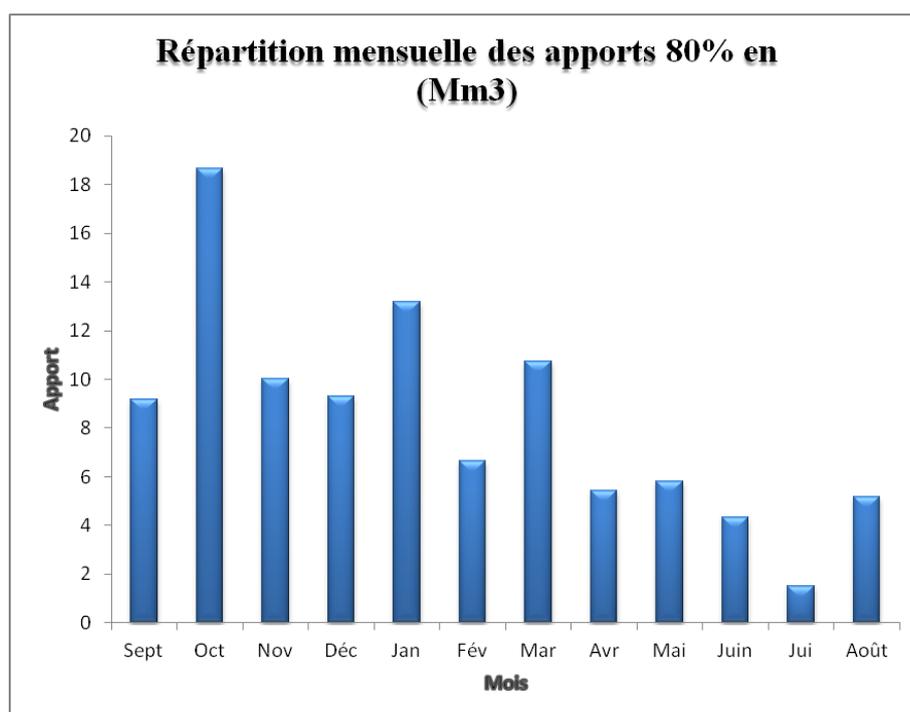
Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.000	5.020
Maximum	Aucun	204.33
Moyenne	40.77	41.59
Écart –type	51.64	49.6
Médiane	25.26	25.51

### 5.3.2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\% \text{ sit}} = 16,26 \text{ Mm}^3$

**Tableau II.20** : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
$A_{80\%}$	1,5	3,03	1,63	1,51	2,14	1,08	1,74	0,88	0,94	0,70	0,24	0,84	16,26
$A_{80\%}(\%)$	9,17	18,65	10,04	9,32	13,17	6,67	10,73	5,45	5,80	4,32	1,51	5,15	100



**Figure II.11** : Répartition mensuelle des apports 80%

### 5.4. Les apports solides

L'érosion des bassins versants et l'apport de sédiments par les oueds posent des problèmes significatifs en Algérie et, génériquement, en tous les pays avec climat, topographie et/ou géologie défavorables.

En des conditions géomorphologiques semblables l'érosion atteint des valeurs maximales pour des valeurs moyennes de précipitation annuelle (entre 300 et 600 mm/an). Pour des valeurs supérieures de précipitation, le couvert végétal devient significatif et tend à protéger

le sol des effets directs de l'érosion pluviale. Pour des valeurs inférieures de précipitation, la pluie n'a pas d'énergie suffisante pour éroder significativement le bassin et les oueds n'ont pas d'énergie suffisante pour charrier les sédiments.

Dans la présente étude, le bassin de l'oued El Ham au site du barrage n'est pas dans l'intervalle le plus dangereux (la précipitation annuelle pondérée estimée est de l'ordre de 232 mm), mais on devra s'attendre à une production significative de sédiments.

Par la suite on présent les estimations des apports solides au site de Koudiat Ben Aida en utilisant les formules suivantes :

#### 5.4.1. Formule de Tixeront

Selon Tixeront les apports de sédiments d'un oued peuvent être estimés par l'expression suivante :

$$T_s = k \cdot L_e^{0,15} \dots\dots\dots(\text{II.29})$$

D'où :

$$T_s = 342,9 \text{ t/Km}^2 \text{ /an.}$$

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \dots\dots\dots(\text{II.30})$$

Tel que :

$$Q_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots(\text{II.31})$$

$$Q_s = 917257,5 \text{ t/an}$$

Avec :

$L_e$  : La lame d'eau écoulée en (mm).

$k$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, on prend  $k=250$  (perméabilité moyenne).

$Q_s$  : Débit solide en [tonne/an].

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m<sup>3</sup>].

$T$  : Temps d'exploitation [T = 50 ans].

D'où :

$$V_m = 30,09 \text{ Mm}^3$$

#### 5.4.2. Formule de l'USBR

L'USBR a dérivé pour les régions arides et semi arides la relation suivante :

$$V_s = 1098 \cdot S^{-0,24} \dots\dots\dots(\text{II.32})$$

$$V_s = 165 \text{ m}^3/\text{km}^2 \cdot \text{an}$$

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = V_s \cdot S \cdot T \dots\dots\dots(\text{II.33})$$

Avec :

$V_s$  : Le volume des apports solides en m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>.an

$S$  : La superficie du bassin versant en km<sup>2</sup>.

$T$  : Temps d'exploitation [T = 50 ans].

On obtient :

$$V_m = 22 \text{ Mm}^3$$

**Tableau II.21** : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts.

Formule	Apport solide (Mm <sup>3</sup> /ans)	Volume mort (Mm <sup>3</sup> )
Tixeront	0,57	30,09
USBR	0,44	22

### Conclusion

Tenant compte des caractéristiques du bassin, on opte une valeur du volume mort égale à 22 Mm<sup>3</sup> pour 50 ans d'exploitation. Il s'agit d'un volume très significatif face à la capacité de la retenue.

## 6. Étude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer l'Hydrogramme des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont :

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

La valeur des débits de crue au site du barrage, pour des différentes périodes de retour, peut être obtenue par différentes méthodes, soit par la génération synthétique de crues à partir de la pluviométrie, soit par l'utilisation de formules empiriques, soit par l'analyse statistique des crues (par traitement statistique d'une série de débits maximaux instantanés et par l'analyse des données d'écoulement).

Tenant compte de la significative asymétrie dans le bassin versant en étude, au niveau des valeurs des précipitations, la génération synthétique de crues à partir de la pluviométrie n'est pas applicable ni recommandable. En effet, il est fortement improbable que la totalité du bassin versant contribue simultanément pour la génération d'une crue donnée, d'où l'impossibilité d'utilisation des méthodes synthétiques habituelles.

Pour la même raison, l'utilisation de formules simplifiées, comme la formule rationnelle, d'ailleurs généralement limitée à des petits bassins versants, n'est pas applicable.

Par contre, tenant compte du nombre d'années d'enregistrements disponibles on pourra procéder à l'analyse statistique, en utilisant les données des débits journaliers observés à la station 05.05.01, procédant par la suite à la transposition de ces valeurs vers les sites de Koudiat Ben Aida.

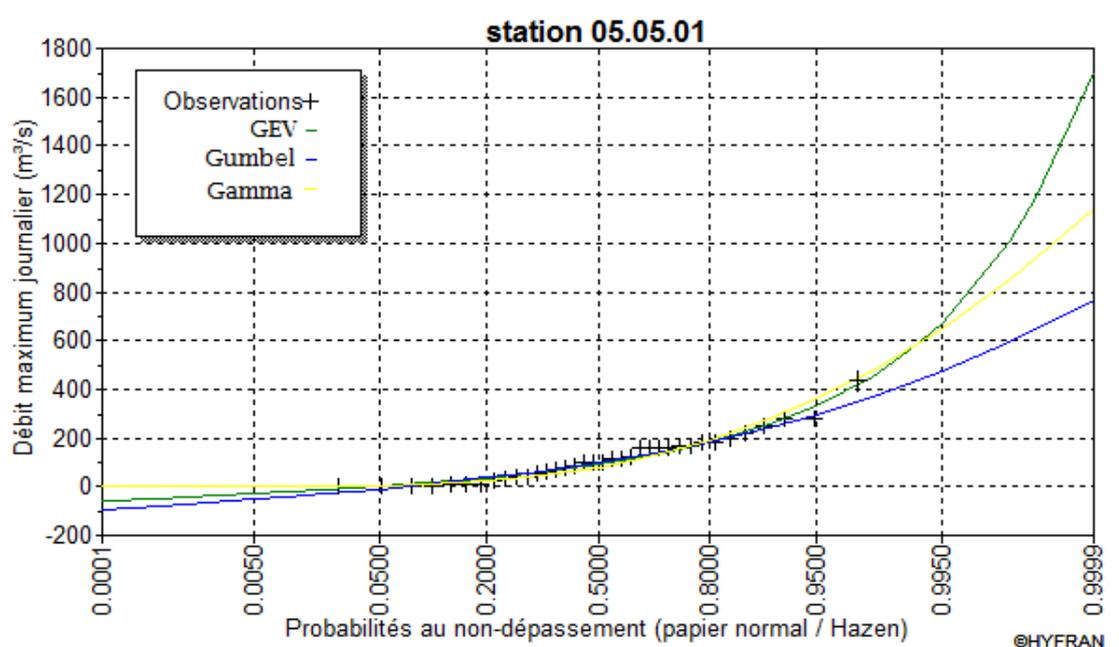
### 6.1. Analyse statistiques des crues

La station 05.05.01 dispose d'une série de 36 valeurs de débits maximaux instantanés observés entre 1955 et 1993. Ces valeurs sont indiquées dans le tableau II.22.

**Tableau II.22** : Débits annuels maximaux instantanés observés à la station hydrométrique 05.05.01.

Année	$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	Année	$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)
1955	156,8	1976	168,0
1956	159,8	1977	7,6
1957	510,0	1978	9,5
1958	24,1	1979	246,0
1959	42,3	1980	5,4
1960	168,1	1981	80,0
1964	278,0	1982	86,1
1965	183,2	1983	4,8
1966	115,8	1984	65,1
1967	220,8	1985	163,0
1968	111,0	1986	158,0
1969	197,8	1987	67,0
1970	98,8	1988	100,0
1971	282,2	1989	2,6
1972	38,0	1990	2,4
1973	102,0	1991	56,0
1974	8,3	1992	34,0
1975	119,0	1993	182,0

La série a subi un ajustement à trois lois statistiques (GEV, Gumbel et Gama) à l'aide du logiciel Hyfran, lequel a montré que les débits de crue fournies par les lois statistiques Gumbel et Gama donnent des valeurs inférieures pour des périodes de retour supérieures (100 et 1000 ans). On a donc retenu, par sécurité, les valeurs de débits fournis par l'ajustement à la loi GEV.



**Figure II.12** : Analyse de la distribution des débits de pointe à la station hydrométrique 05.05.01

Les débits de crue de différentes fréquences estimés à la station hydrométrique sont transposés au site du futur barrage de Koudiat Ben Aida en appliquant la relation suivante :

$$\frac{Q_{Bar}}{Q_{sta}} = \left[ \frac{S_{Bar}}{S_{sta}} \right]^{0,65} \dots\dots\dots (II.34)$$

Où :

$Q_{Bar}$  et  $Q_{sta}$  : sont les débits de crue de différentes fréquences estimés au site du barrage et à la station hydrométrique, respectivement ;

$S_{Bar}$  et  $S_{sta}$  : sont les superficies des bassins versants.

Des études antérieures montrent que l'exposant 0,65 est applicable aux bassins algériens dans la zone sud-est de l'Algérie quand la superficie du bassin versant du barrage est inférieure à celle du bassin versant de la station hydrométrique.

Une fois que  $S_{Bar} = 2\ 675\ km^2$  et  $S_{sta} = 5\ 670\ km^2$ , on aura :

$$Q_{Bar} = 0,61 Q_{sta}$$

En utilisant l'ajustement et les proportions indiquées plus haut, on a abouti aux valeurs indiquées dans les tableaux II.23 pour le débit de pointe pour des différentes périodes de retour.

**Tableau II.23 :** Débits de crue obtenus par traitement statistique à la station 05.05.01 et au site du barrage.

T (ans)	10	20	50	100	1000
<b><math>Q_{max}</math> (m<sup>3</sup>/s) à la station hydrométrique</b>	254	333	452	555	1010
<b><math>Q_{max}</math> (m<sup>3</sup>/s) au site</b>	155	204	276	339	617

## 6.2. Hydrogramme de crue

### ➤ Méthode de Sokolovski

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

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

#### a. Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max,p\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II.35)$$

#### b. Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max,p\%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II.36)$$

Avec :

$t_m, t_d$  : temps de montée et de décrue.

Tel que :  $t_m = t_c = 26\ h$

$t_d = \delta\ t_m$  (Sokolovski)

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

Temps de base :

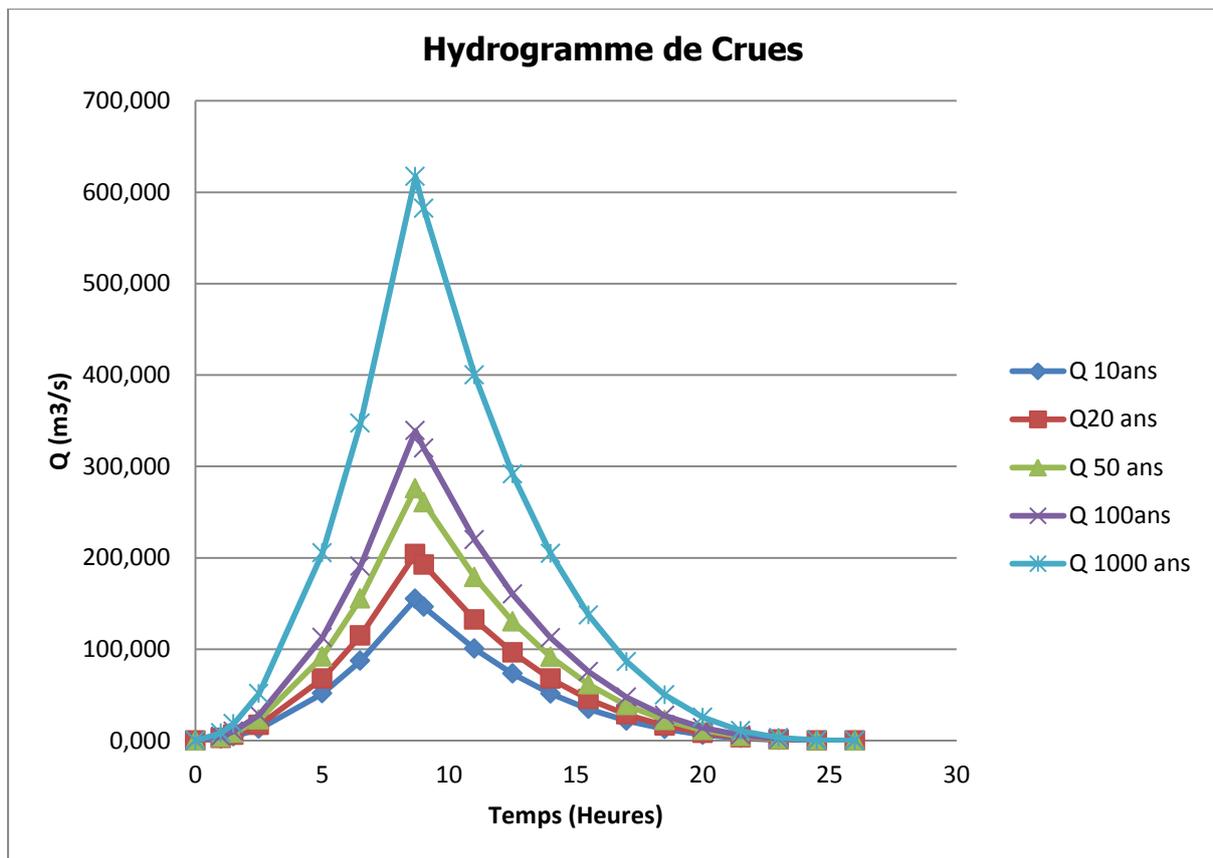
$$t_b = t_m + t_d$$

$$t_b = 78 \text{ h}$$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau II.24 et la figure II.12.

**Tableau II.24** : Débits fréquentielles pour la construction des hydrogrammes de crue.

Temps (h)	$Q_{\max 10\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{\max 5\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{\max 2\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{\max 1\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{\max 0.1\%}$ (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	2.06	2.72	3.67	4.51	8.21
1.5	4.64	6.11	8.27	10.15	18.48
2.5	12.90	16.97	22.97	28.21	51.34
5	51.59	67.90	91.86	112.83	205.36
6.5	87.19	114.75	155.25	190.69	347.06
8.67	155.00	204.00	276.00	339.00	617.00
9	146.23	192.46	260.38	319.82	582.08
11	100.45	132.21	178.87	219.70	399.86
12.5	73.23	96.38	130.40	160.16	291.50
14	51.43	67.69	91.58	112.49	204.73
15.5	34.46	45.35	61.35	75.36	137.15
17	21.70	28.56	38.64	47.45	86.37
18.5	12.56	16.53	22.36	27.46	49.98
20	6.43	8.46	11.45	14.06	25.59
21.5	2.71	3.57	4.83	5.93	10.80
23	0.80	1.06	1.43	1.76	3.20
24.5	0.10	0.13	0.18	0.22	0.40
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



**Figure II.13 :** Hydrogramme de crue (Sokolovski) pour différentes périodes de retour

### 6.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée sans dommages graves à l'aval.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue de période de retour de 1000 ans selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB) voyant les difficultés géologiques et géotechniques sont moyennes, et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines), ainsi que la crue millénaire est la plus recommandée dans de cas pareils.

L'hydrogramme de la crue de projet pris pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues sera fait par la méthode de Sokolovski.

D'où  $Q_{\max, 0.1\%} = 617 \text{ m}^3/\text{s}$  Pour 1000 ans.  
 La crue des travaux :  $Q_{\max, 2\%} = 339 \text{ m}^3/\text{s}$  Pour 100 ans.

➤ **Calcul du volume de la crue**

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{crue}} = T_{\text{base}} \times Q_{\max, 0.1\%} / 2 \dots\dots\dots (II.40)$$

D'où :

$$V_{\text{crue}} = 88,29 \text{ Mm}^3$$

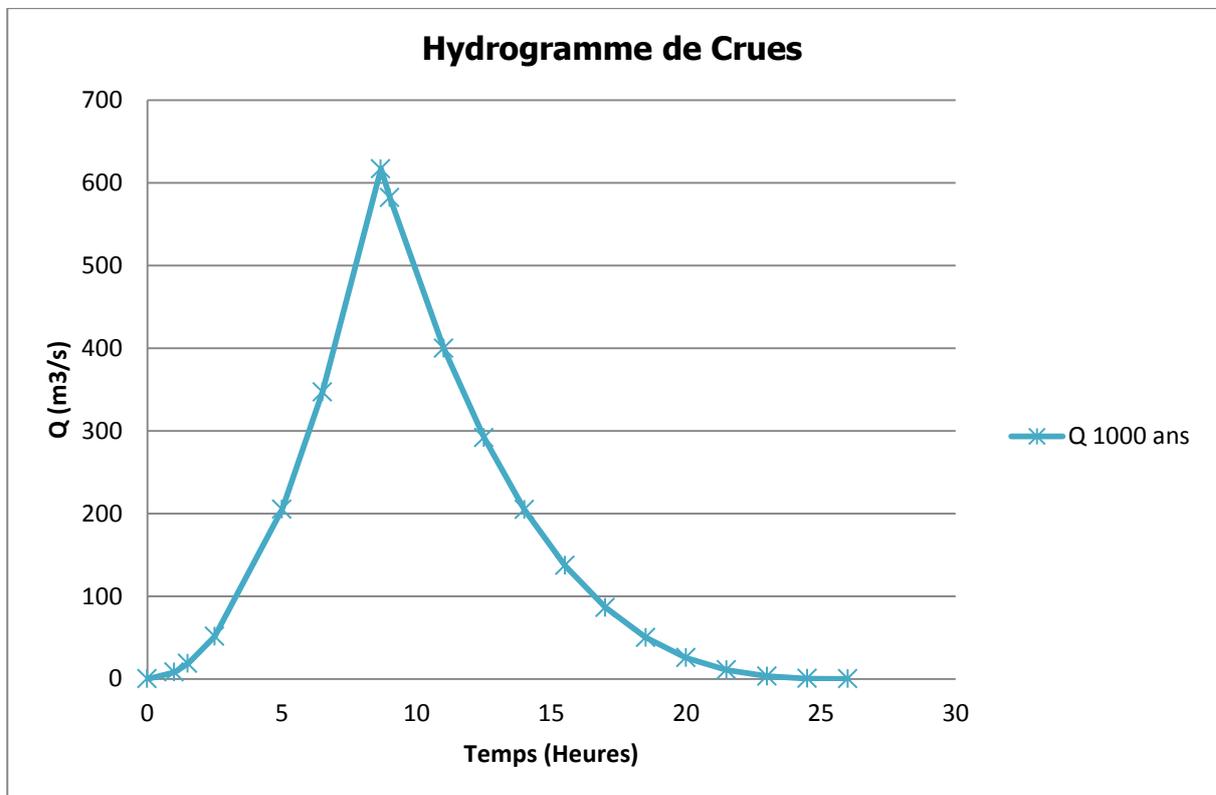


Figure II.16: l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000ans

**7. Étude de régularisation**

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité du barrage sur l'Oued El Ham de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum. Le barrage étant destiné à l'Aep et l'irrigation.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant pour le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m3).
- La consommation totale (Mm3).
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

### 7.1. Répartition mensuelle de l'apport 80%

**Tableau II.27:** Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A <sub>80%</sub>	1,5	3,03	1,63	1,51	2,14	1,08	1,74	0,88	0,94	0,70	0,24	0,84	16,26
80%(%)	9,17	18,65	10,04	9,32	13,17	6,67	10,73	5,45	5,80	4,32	1,51	5,15	100

### 7.2. Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'AEP et irrigation obtenue d'après l'ANBT est donnée au tableau :

**Tableau II.28 :** Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
Besoins en AEP (Mm <sup>3</sup> )	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.6	0.6	0.6	0.6	6,73
Taux%	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9	9	9	100
Besoins en Irrigation (Mm <sup>3</sup> )	1.99	1.82	0	0	0	0	0.16	1.16	2.16	2.82	3.48	2.98	16,6
Taux%	12	11	0	0	0	0	1	7	13	17	21	18	100
Totale (Mm <sup>3</sup> )	2.53	2.36	0.54	0.54	0.54	0.54	0.7	1.7	2.76	3.42	4.08	3.58	23.33

### 7.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

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

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2}\right) \Delta H \dots\dots\dots (II.41)$$

Tel que :

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \cdot \Delta H_1 \dots\dots\dots (II.42)$$

S : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>.

S<sub>i+1</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>.

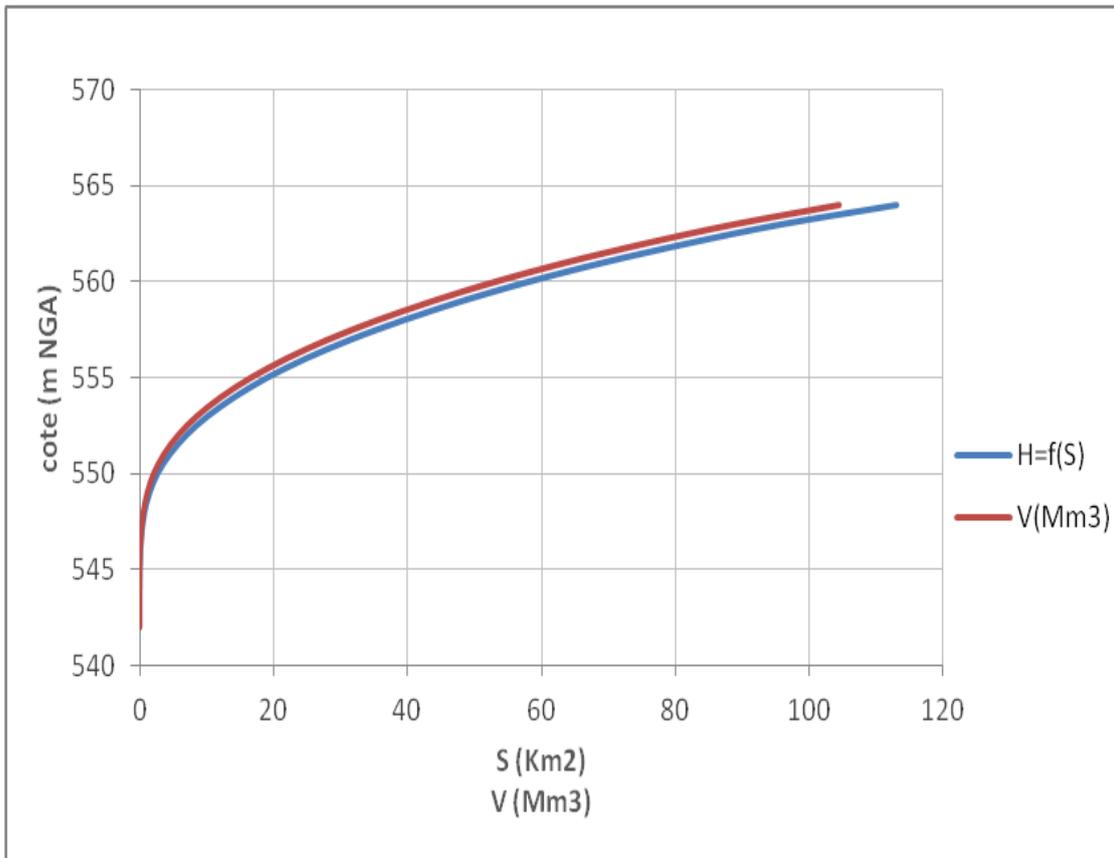
ΔH : différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV<sub>i</sub> : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m<sup>3</sup>.

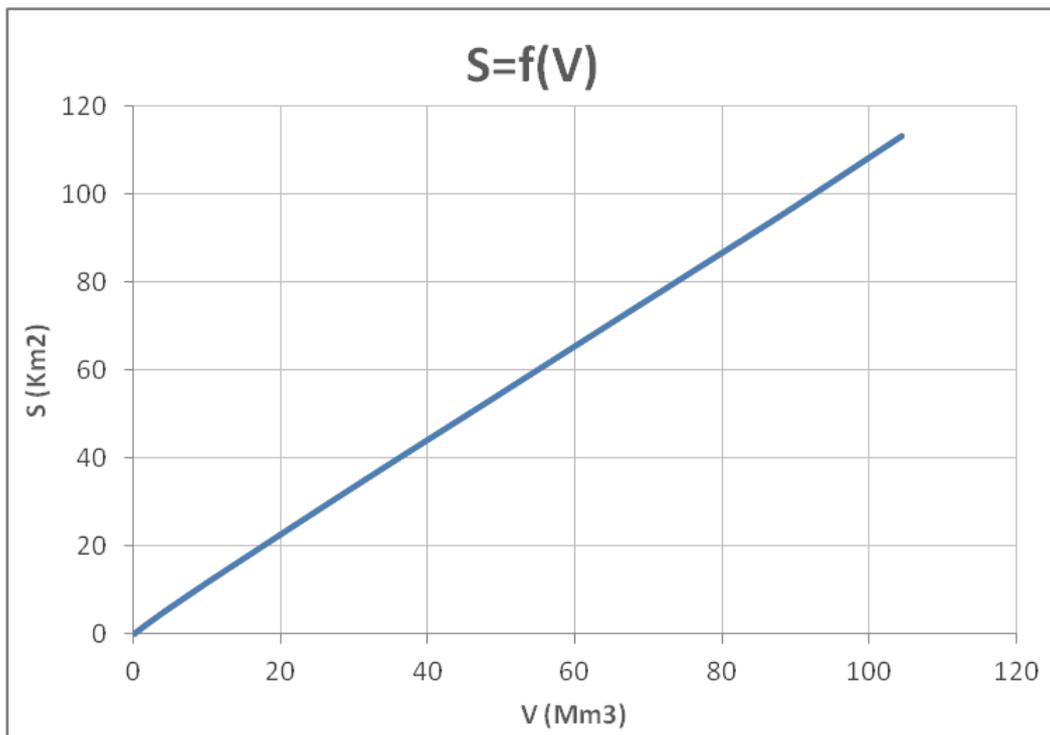
**Tableau II.29 : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.**

Cote (m NGA)	S (km <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (Km <sup>2</sup> )	ΔH(m)	ΔV (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>cum</sub> (Mm <sup>3</sup> )
542	0,000	0,0015	1	0,0015	0,00
543	0,003	0,008	1	0,008	0,0015
544	0,013	0,022	1	0,022	0,009
545	0,031	0,0655	1	0,0655	0,031
546	0,100	0,1575	1	0,1575	0,097
547	0,215	0,3065	1	0,3065	0,254
548	0,398	0,569	1	0,569	0,561
549	0,74	0,965	1	0,965	1,13
550	1,19	1,5	1	1,5	2,095
551	1,81	2,14	1	2,14	3,595
552	2,47	2,84	1	2,84	5,735
553	3,21	3,62	1	3,62	8,575
554	4,03	4,425	1	4,425	12,195
555	4,82	5,3	1	5,3	16,62
556	5,78	6,285	1	6,285	21,92
557	6,79	7,315	1	7,315	28,205
558	7,84	8,285	1	8,285	35,52
559	8,73	9,32	1	9,32	43,805
560	9,91	10,55	1	10,55	53,125
561	11,2	11,89	1	11,89	63,68
562	12,58	13,34	1	13,34	75,57
563	14,11	15,63	1	15,63	88,915
564	17,15				104,545

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les figures ci-après :



**Figure II.17 :** Courbe Hauteur –Capacité/Surface.



**Figure II.19 :** Courbe volumétrique (S=f(V)).

#### 7.4. Calcul du volume utile :

Dans notre étude la consommation dépasse l'apport, alors on fait une régularisation interannuelle utilisant la méthode de Kristly-Menkel :

$$V_u = (\beta_s + \beta_{plur})W_0 = V_s + V_{int} \dots\dots\dots (II.43)$$

Avec:

$\beta_s$ : Composante saisonnière du volume utile.

$\beta_{plur}$  : Composante pluriannuelle de volume utile.

$W_0$ : Apport moyen interannuel.

##### a. Composante saisonnière :

$$\beta_s = \alpha(T_{ét} - W_{ét}) \dots\dots\dots (II.44)$$

Avec :

- $\alpha$  : Coefficient de régularisation.
- Tét : Période relative de l'étiage au cours de l'année.

$$T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12} \dots\dots\dots (II.45)$$

Nét : Nombre de mois où la consommation est inférieure à l'apport.  $T_{ét} = \frac{6}{12} = 0,5$

- Wét : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$$W_{ét} = \frac{\sum_1^{N_{ét}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \dots\dots\dots (II.46)$$

$\sum_1^{N_{ét}} W_m$  : Apport pendant la période d'étiage.

$$\sum_1^{N_{ét}} W_m = 5,1 \text{ Mm}^3 .$$

$\sum_1^{12} W_{pm}$  : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

$$\sum_1^{12} W_{pm} = 16,26 \text{ Mm}^3 .$$

D'où :  $\beta_s = 0.8 \left( 0.5 - \frac{5.1}{16.26} \right) \Rightarrow \beta_s = 0,15$

##### b. Composante pluriannuelle :

$$\beta_{plur} = \max(Z_{p\%}) = \max \left[ (\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n \right] \dots\dots\dots (II.47)$$

Avec :  $\alpha$ : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$  : Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n)

$$K_{p\%}^{(n)} = F_{p\%} \times C_v^{(n)} + 1$$

$F_{p\%}$ : la probabilité en fonction de P% et Cs.

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \quad \text{et} \quad C_v^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

**Tableau II.30:** Calcul de la régularisation interannuelle pour un coefficient de régularisation a=0,8.

N	racine(n)	Cv(n)	Cs(n)	F(n) p%	Kp%	Zp%
1	1.00	1.190	2.380	-0.715	0.149	0.651
2	1.41	0.841	1.683	-0.805	0.323	0.955
3	1.73	0.687	1.374	-0.835	0.426	1.121
4	2.00	0.595	1.190	-0.85	0.494	1.223
5	2.24	0.532	1.064	-0.85	0.548	1.262
6	2.45	0.486	0.972	-0.85	0.587	1.278
7	2.65	0.450	0.900	-0.85	0.618	1.276
8	2.83	0.421	0.841	-0.85	0.642	1.261
9	3.00	0.397	0.793	-0.85	0.663	1.235
10	3.16	0.376	0.753	-0.85	0.680	1.199
11	3.32	0.359	0.718	-0.85	0.695	1.155
12	3.46	0.344	0.687	-0.85	0.708	1.104
13	3.61	0.330	0.660	-0.85	0.719	1.047
14	3.74	0.318	0.636	-0.85	0.730	0.985
15	3.87	0.307	0.615	-0.85	0.739	0.918
16	4.00	0.298	0.595	-0.85	0.747	0.846
17	4.12	0.289	0.577	-0.85	0.755	0.771
18	4.24	0.280	0.561	-0.85	0.762	0.691
19	4.36	0.273	0.546	-0.85	0.768	0.609
20	4.47	0.266	0.532	-0.85	0.774	0.524
21	4.58	0.260	0.519	-0.85	0.779	0.435
22	4.69	0.254	0.507	-0.85	0.784	0.344
23	4.80	0.248	0.496	-0.85	0.789	0.251
24	4.90	0.243	0.486	-0.85	0.794	0.155
25	5.00	0.238	0.476	-0.85	0.798	0.057
26	5.10	0.233	0.467	-0.85	0.802	-0.042
27	5.20	0.229	0.458	-0.85	0.805	-0.144
28	5.29	0.225	0.450	-0.85	0.809	-0.248
29	5.39	0.221	0.442	-0.85	0.812	-0.353
30	5.48	0.217	0.435	-0.85	0.815	-0.460
31	5.57	0.214	0.427	-0.85	0.818	-0.568
32	5.66	0.210	0.421	-0.85	0.821	-0.678
33	5.74	0.207	0.414	-0.85	0.824	-0.789
34	5.83	0.204	0.408	-0.85	0.827	-0.902
35	5.92	0.201	0.402	-0.85	0.829	-1.016
36	6.00	0.198	0.397	-0.85	0.831	-1.131

On trouve :

$$\beta_{plur} = 1,278$$

Les résultats obtenus concernant la capacité de régularisation avec une garantie de 80% sont :

$$V_u = (0,15+1,278) 16,26$$

$$V_u = 23,22 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 45,22 \text{ Mm}^3$$

D'après la courbe capacité-hauteur on trouve la cote NNR=559,5 m.NGA.

## 8. Laminage de crue

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.48)$$

Où : Q : Le débit entrant de la crue.

Q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \left(\frac{dh}{dt}\right) \dots\dots\dots (II.49)$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

- Méthode de Kotcherine.
- Méthode Step by step.
- Méthode graphique.
- Méthode de Hidenblat.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

### 8.1. Méthode de Kotcherine

La méthode se base sur les principes suivants :

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

#### 8.1.1. Estimation du débit de crue laminé

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_f = V_c \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{0.1\%}}\right) \dots\dots\dots (II.50)$$

Avec :  $V_f$  : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

$V_c$  : le volume de la crue correspondant au  $Q_{0.1\%}$  ( $m^3$ ).

$Q_{0.1\%}$  : le débit de la crue ( $m^3/s$ ).

$q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{0.1\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots\dots\dots (II.51)$$

### 8.1.2. Estimation de la charge au-dessus du déversoir

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$q = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots\dots\dots (II.52)$$

Avec :

m : coefficient de débit, ;(m = 0.49).

g : l'accélération de pesanteur ;(g = 9,81m<sup>2</sup>/s).

b : la largeur de déversoir(m).

H : la charge sur le déversoir.

On a aussi : 
$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II.53)$$

Avec :

H<sub>0</sub> : charge globale.

V<sub>0</sub> : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :  $V_0 = \frac{Q}{S}$

Avec :  $S = b(H + P)$  et P : la hauteur de pelle.

#### Procédé de calcul :

- Donner les différentes valeurs des lames d'eau H.
- Définir la cote PHE = NNR + H.
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V<sub>PHE</sub> relatif à chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : V<sub>f</sub> = V<sub>PHE</sub> - V<sub>NNR</sub>
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire :

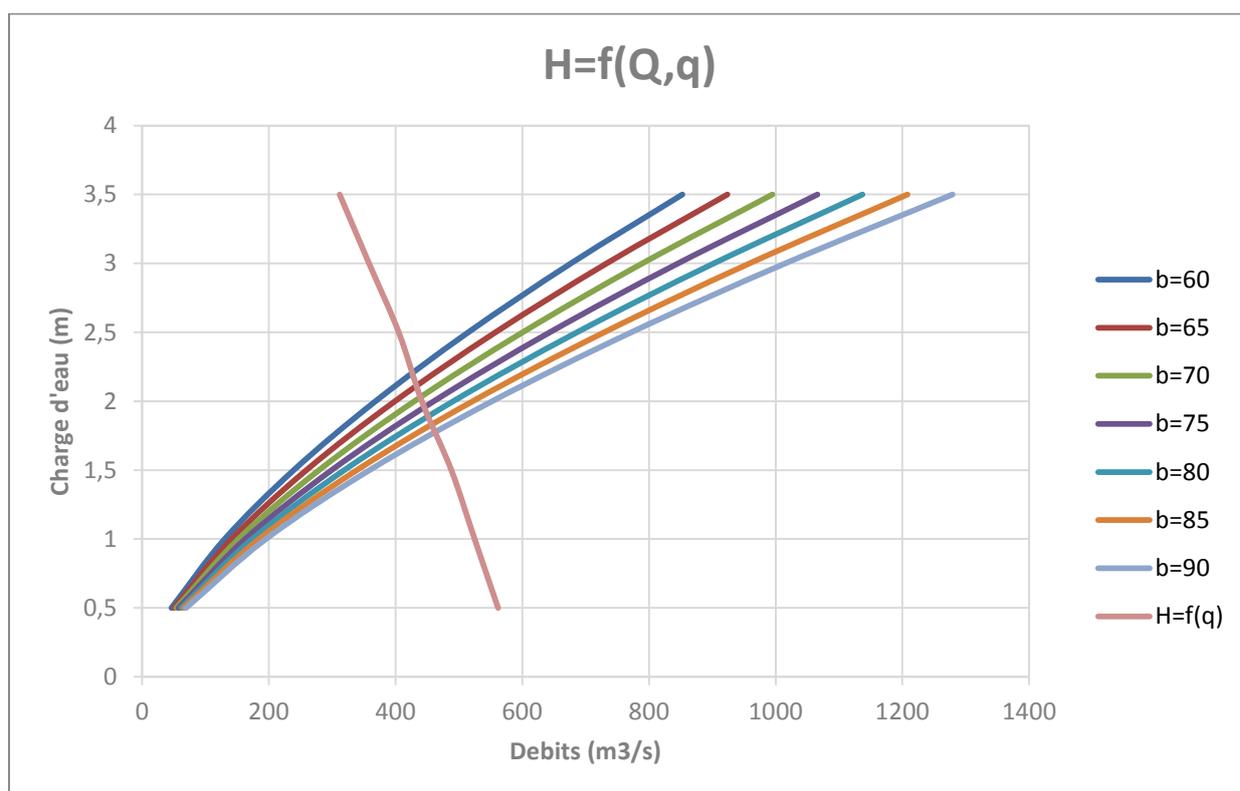
$$V_c = 0,5 \times Q_{0.1\%} \times t_b \dots\dots\dots (II.54)$$

**Tableau II.31** : 1ère étape de calcul.

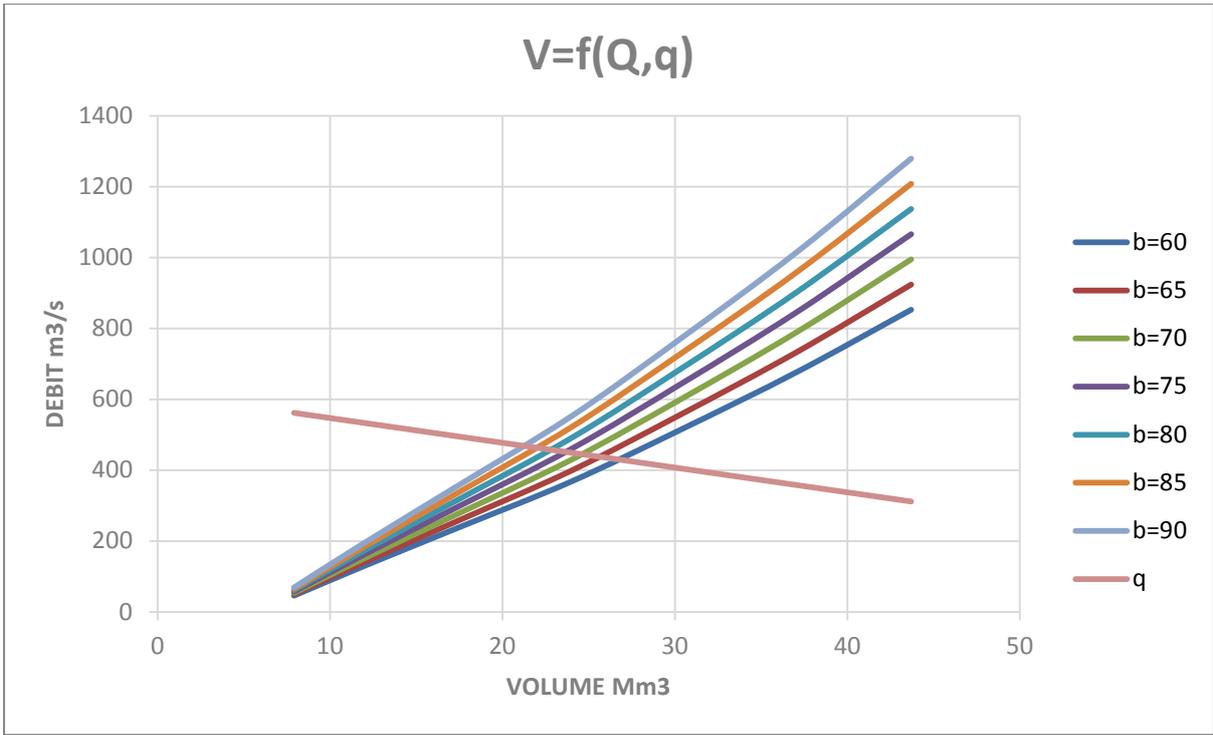
Données initiales		b (m)	Hd (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (m/s)	Cote (m)	V <sub>PHE</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )
g (m <sup>2</sup> /s)	9.81	60	0.5	46.04	90	0.51	560	53.12	7.905
Q <sub>0.1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	617	65	1	141.07	130	1.08	560.5	58.42	13.20
V <sub>c</sub> (Mm <sup>3</sup> )	88.29	70	1.5	279.11	175	1.59	561	63.68	18.46
m	0.49	75	2	460.41	225	2.04	561.5	70.35	25.12
P (m)	1	80	2.5	686.35	280	2.45	562	75.57	30.35
		85	3	958.62	340	2.82	562.5	82.27	37.05
		90	3.5	1279.06	405	3.16	563	88.91	43.69

**Tableau II.32 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue**

$H_d$ (m)	$V_0$ (m/s)	$H_0$ (m)	$V_f$ (Mm <sup>3</sup> )	$q_{lam}$ (m <sup>3</sup> /s)	$q_{\text{évac}}$ (m <sup>3</sup> /s)						
					60	65	70	75	80	85	90
0.5	0.51	0.51	7.9	561.75	46.04	49.87	53.71	57.55	61.38	65.22	69.06
1	1.08	1.06	13.20	524.73	130.22	141.07	151.93	162.78	173.63	184.48	195.33
1.5	1.59	1.62	18.46	487.99	239.23	259.17	279.11	299.05	318.98	338.92	358.86
2	2.04	2.21	25.12	441.39	368.33	399.02	429.72	460.41	491.11	521.80	552.501
2.5	2.45	2.81	30.35	404.90	514.76	557.66	600.55	643.45	686.35	729.24	772.14
3	2.81	3.40	37.05	358.04	676.67	733.06	789.45	845.84	902.23	958.61	1015.01
3.5	3.15	4.01	43.69	311.64	852.70	923.76	994.82	1065.88	1136.94	1207.99	1279.05



**Figure II.20 : Courbes  $H_d = f(Q, q)$ .**



**Figure II.21** : courbes  $V_f=f(Q, q)$ .

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

### 9. Étude 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 correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

#### 9.1. Calcul de la revanche

La définition traditionnelle de revanche correspond à la différence entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et la vitesse de propagation des vagues V dans le barrage.

La revanche minimale est calculée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V}{2g} \dots\dots\dots (II.55)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

##### a. Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34F^{0.5} - 0.26F^{0.25} \dots\dots\dots (II.56)$$

F : Le fetch c'est la longueur continue du plan d'eau comprise entre le barrage et la rive opposée plus éloignée. (F=4,25 Km).

**b. Formule de Molitor :**

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \dots\dots\dots (II.57)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 160 Km/h.

**c. Formule de Mallet-paquant :**

$$H = 0.5 + 0.33F^{0.5} \dots\dots\dots (II.58)$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (II.59)$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II.33 :** Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules.

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
<b>Stevenson</b>	1.08	3.65	1.76
<b>Molitor</b>	1.19	3.89	1.97
<b>Mallet-paquant</b>	1.18	3.86	1.94

Pour des raisons de sécurité on prend : R = 2m

**9.2.Largeur en crête**

La largeur du couronnement dépend de plusieurs facteurs rapportés avec la sécurité de la digue. Une fois que ces facteurs sont difficiles à déterminer on recourt d’habitude à des expressions empiriques.

La largeur en crête peut être évaluée à l’aide des formules suivantes :

**a. Formule de KNAPEN :**  $b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.60)$

**b. Formule de PREECE:**  $b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.61)$

**c. Formule simplifiée :**  $b_{cr} = 3.60^3\sqrt{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.62)$

**d. Formule pratique :**  $b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.63)$

Avec :

**H<sub>b</sub>** : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + H_d + R + t$$

**NNR** : niveau normal de retenue (559,5 m NGA).

**C<sub>f</sub>** : cote de fond du barrage. (C<sub>f</sub>=542m).

**H<sub>d</sub>** : hauteur déversante (m).

**R** : la revanche. (R=2 m).

**t** : tassement (m).

Le tassement est calculé par la formule suivante :

$$t = 0.015H_b \dots\dots\dots (II.64)$$

D’où : t = 0.29 m

**Tableau II.34:** Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête

<b>b (m)</b>	<b>H<sub>d</sub> (m)</b>	<b>H<sub>b</sub> (m)</b>	<b>Largeur en crête du barrage b<sub>cr</sub> (m)</b>				<b>La moyenne</b>
			<b>F. KNAPEN</b>	<b>F. PREECE</b>	<b>F. simplifiée</b>	<b>F. pratique</b>	
60	0.5	20.29	7.43	5.95	6.81	7.51	6.92
65	1	20.79	7.52	6.01	6.89	7.59	7.01
70	1.5	21.29	7.61	6.07	6.97	7.69	7.08
75	2	21.79	7.70	6.13	7.05	7.78	7.16
80	2.5	22.29	7.79	6.19	7.13	7.87	7.24
85	3	22.79	7.87	6.25	7.21	7.95	7.32
90	3.5	23.29	7.96	6.31	7.28	8.04	7.39

On prend une largeur en crête de 7 m.

### 9.3. Calcul du coût de la digue

Tout d'abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots\dots\dots (II.65)$$

Avec :

- **V<sub>i</sub>** : le volume du barrage à la cote i.
- **L<sub>i</sub>** : Distance entre deux coupes voisines.
- **S<sub>i</sub>** : Section transversale correspondante à la coupe i.
- 

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots (II.66)$$

Avec :

- **B<sub>i</sub>** : Largeur de base ;  $B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b_i$ .
- **m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub>** : Les fruits des talus. ( $m_1 = 2,5$  ;  $m_2 = 2$  )
- **b** : Largeur en crête (m).
- **H<sub>i</sub>** : Hauteur de la tranche au point i ;  $H_b = NNR - C_f + H_d + R + t$
- **R** : Revanche en (m).
- **t** : Tassement en (m).

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

Remarque : le prix de mètre cube de remblais égale 452DA.

**Tableau II.35 :** coût et volume de la digue

<b>Largeur déversante (m)</b>	<b>Hauteur du barrage (m)</b>	<b>Volume de la digue (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût de la digue (Million de DA)</b>
60	20.29	522538.475	236.18739
65	20.79	535136.577	241.881733
70	21.29	499450.111	225.75145
75	21.79	486479.848	219.888891
80	22.29	487888.772	220.525725
85	22.79	505718.706	228.584855
90	23.29	550626.722	248.883278

## 9.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

### a. Coût du déversoir

Le déversoir de crues sera localisé sur le corps du barrage de type profile Greager, 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 des problèmes d'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 :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \dots\dots\dots (II.67)$$

Avec : H : charge sur le seuil (m).

Y : ordonnée du profil (m).

X : abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S * b \dots\dots\dots (II.68)$$

Avec : S: section transversal (m<sup>2</sup>).

b: largeur déversant (m).

Selon l'ANBT, le mètre cube du béton armé vaut **35000 DA**.

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

Largeur déversante (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m <sup>2</sup> )	Volume du déversoir (m <sup>3</sup> )	Coûts (DA)
60	0.5	14.21	853.13	29859760
65	1	10.90	709.11	24819097.71
70	1.5	10.08	706.22	24718014.72
75	2	9.87	740.64	25922642.2
80	2.5	9.88	791.01	27685674.24
85	3	9.99	849.86	29745240
90	3.5	10.16	914.72	32015504.64

### b. Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est **19 m** (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} * L_{cou} \dots\dots\dots (II.69)$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cour} = (q_{lam})^{0.4} \dots\dots\dots (II.70)$$

**Tableau II.37:** Récapitulatif des coûts du coursier par différentes largeurs déversantes.

<b>b(m)</b>	<b>q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>b<sub>cour</sub> (m)</b>	<b>Volume du béton (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût en million (DA)</b>
60	561.75	12.58	95.64	40.0171896
65	524.73	12.24	93.06	3.25729428
70	487.99	11.89	90.40	3.16408333
75	441.39	11.42	86.84	3.03955982
80	404.90	11.04	83.89	2.9364492
85	358.04	10.51	79.87	2.79548903
90	311.64	9.94	75.56	2.64451213

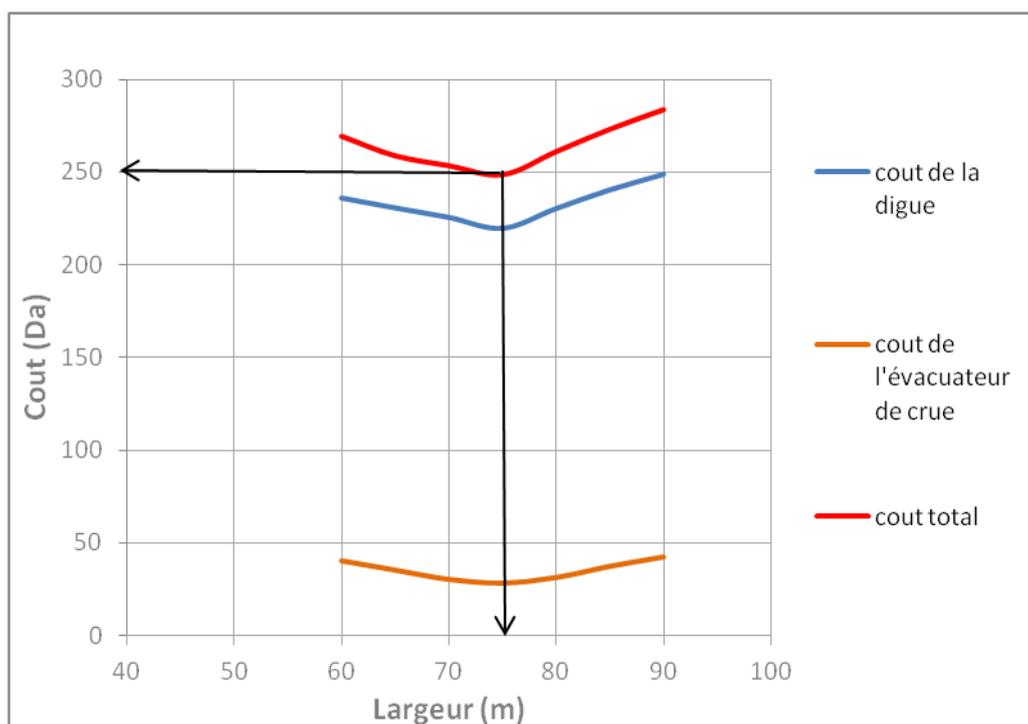
Le coût total (Digue+Évacuateur de crues) est donné ci-après :

**Tableau II.38:** Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

<b>Largeurs déversants (m)</b>	<b>Coût de la digue (DA)</b>	<b>Coût de l'évacuateur de crue (DA)</b>		<b>Coût total (DA)</b>
		<b>Déversoir</b>	<b>Coursier</b>	
60	236187390	29859760	3347349.82	269394500.3
65	241881733	24819097.71	3257294.28	269958124.9
70	225751450	24718014.72	3164083.32	253633548.2
75	219888891	25922642.2	3039559.81	248851093.1
80	220525724	27685674.24	2936449.19	251147848.3
85	228584855	29745240	2795489.02	261125584.1
90	248883278	32015504.64	2644512.12	283543294.9

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants :

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **75 m**.
- Lamé déversante  $h_d = 2$  m
- La hauteur du barrage est :  **$H_b = 21,8$ m**
- La Cote de la crête est : **663,5 m**.



**Figure II.22 :** Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.

## Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Les résultats de calcul hydrologiques sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.39:** Caractéristiques du barrage.

Dénominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm3	22
Volume utile	Mm3	23.22
Volume au NNR	Mm3	45.22
Cote du fond	m NGA	542
Cote NVM	m NGA	556
Cote NNR	m NGA	559.5
Cote NPHE	m NGA	561.5
Cote en crête	m NGA	563.5
Largeur en crête	m	7
Largeur du déversoir	m	75
Charge déversante	m	2

# Étude des variantes

## Introduction

Les barrages ce sont des structures complexes leur étude et réalisation prennent en compte un grand nombre de paramètres et de données ce qui le rend des ouvrages d'art d'une conception unique.

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

## 1. Analyse des variantes envisageables pour le barrage :

L'étude des variantes du barrage envisageables a pris en considération les conditions géotechniques, topographiques, ainsi que les matériaux disponibles pour la construction du barrage dont le massif de fondation est composé par un terrain essentiellement de limon et argile limono-sableuse, au-dessus des gravières et galets hétérogènes à matrice sablo-limoneuse a argilo-sableuse qui reposent sur les marnes.

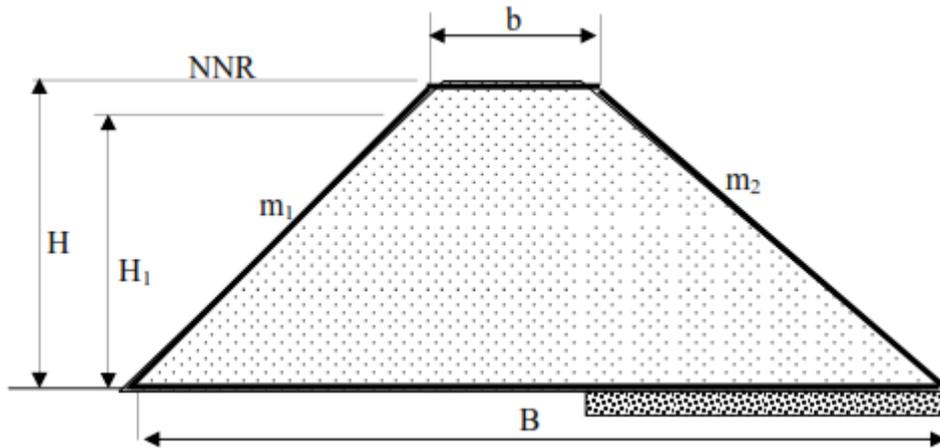
Compte tenu de ces conditions seulement des variantes du barrage en remblai seront admissibles. En effet, la géométrie de la vallée, beaucoup ouverte, et la nature de la fondation, avec faible résistance mécanique et élevée déformabilité, déconseillent des solutions du barrage en béton.

Ainsi, on a retenus deux variantes du barrage pour la comparaison technico-économique, notamment :

- Barrage en remblai homogène.
- Barrage en remblai zoné.

### 1.1. Barrage en remblai homogène

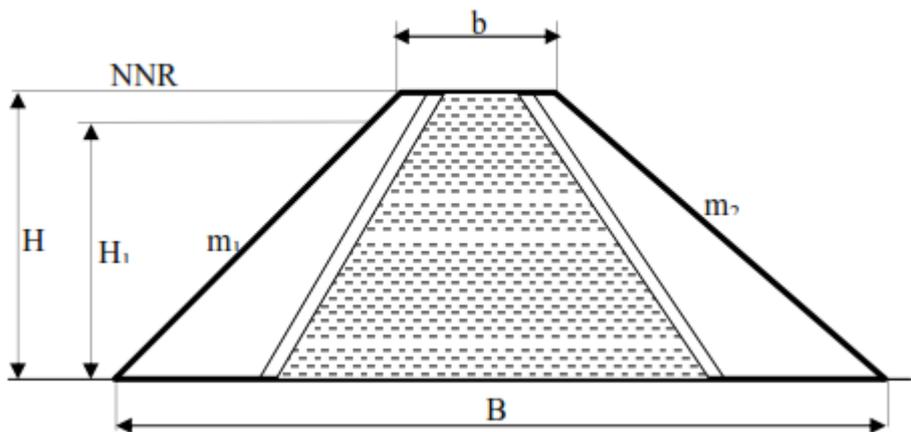
Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et, sans aucun doute, le plus ancien. Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité et la terrasse imperméable (typiquement de l'argile) pour éviter que l'eau passe au travers du barrage. Les parements peuvent comprendre des banquettes intermédiaires appelées risbermes, ce qui améliore encore la stabilité et facilite la surveillance et l'entretien. Comme pour tous les barrages en remblai, ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton. La conception de ces ouvrages est fortement dépendantes de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate.



**Figure III .01 :** Coupe transversale d'une digue homogène.

### 1.2. Barrage en remblai zoné

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.



**Figure III.02:** Coupe transversale d'une digue zonée

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est le même pour toutes les variantes.

## 2. Définition du profil général du barrage

### 2.1. Hauteur du barrage

#### a. Niveau des plus hautes eaux

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue (NNR=559.5m) plus la charge déversant (h= 2 m)

$$NPHE=NNR+h$$

$$NPHE= 561,5 \text{ m}$$

**b. La revanche**

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$R = 2 \text{ m}$$

**c. Le tassement**

On calcule le tassement d' après la formule :  $t= 0.015 H_b$

t=Tassement de la crête du barrage

H<sub>b</sub>=Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.29 m.

$$H_b = CNNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (III.1)$$

$$H_b = 21,8 \text{ m}$$

Donc la côte en crête : 563,5 m NGA

**2.2.La largeur en crête**

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé :

$$b_{cr} = 7 \text{ m}$$

**2.3.La longueur en crête**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L_{cr} = 2900 \text{ m}$$

**2.4.Pentes des talus**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

**Tableau III.01** : valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes suivantes :

Pour un barrage homogène :

- Parement amont  $m_1 = 3$ .
- Parement aval  $m_2 = 2,5$ .

Pour un barrage zoné :

- Parement amont  $m_1 = 3$ .
- Parement aval  $m_2 = 3$ .

## 2.5.Revêtement de la crête et des talus de la digue

### a. Talus amont

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du Rip-rap, mis en place sur un remblai, est d'empêcher l'érosion et les dégâts qui peuvent résulter de l'action des vagues. En général, l'expérience a montré que le Rip-rap déversé est le type de protection de talus le plus efficace.

Les principales forces auxquelles doit faire face une protection de talus sont celles résultant des vagues produites par le vent. Il y a parfois des forces de traînée importantes dont on doit tenir compte dans le projet.

#### ➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

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

Avec :

$e$  : Épaisseur de l'enrochement en [m];

$V$  : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en [m/s]; sachant que  $V=3,89$  m/s

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  du matériau d'enrochement.

La valeur de  $C$  est donnée par le tableau suivant :

**Tableau III.02** : Les valeurs de  $C$  en fonction de la pente du talus et de  $\gamma_p$ .

pente du talus	valeur de ' c ' pour différents poids		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
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

D'après le tableau, pour  $\gamma_p=2.4$  t/m<sup>3</sup> et  $m=3$ , on trouve  $C=0.028$ , donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,42$  m.

### ➤ US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

**Tableau III.03 :** Épaisseur de l'enrochement et  $D_{50}$  minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur minimale de la couche (m)	$D_{50}$ minimal (m)
0-0.30	0.30	0.20
0.30-0.60	0.40	0.25
0.60-1.20	0.45	0.30
1.20-1.80	0.55	0.40
1.80-2.40	0.70	0.45
2.40-3.00	0.80	0.55

Pour notre cas,  $0.6 < H < 1.2$  m                       $e = 0,45$  m.                       $D_{\min} = 0,30$  m

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur  $e_{\min} = 0.45$  m et un diamètre de 50% des blocs  $D_{50\min} = 0.50$  m.

#### b. Talus aval

Le talus aval sera protégé par terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie, et inclura deux risbermes avec la même inclinaison.

#### c. la crête

Dans le couronnement, un revêtement bitumineux a été considéré.

## 2.6. Étanchéité du barrage

### 2.6.1. Le noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. Il peut être vertical ou incliné

#### a. La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (III.3)$$

$$H_n = 20,8 \text{ m}$$

Avec :  $H_b$  : la hauteur du barrage.

**b. La largeur en crête du noyau**

$$L_{cr,n} = (1/17 \div 1/3)H_b \dots\dots\dots (III.4)$$

$$L_{cr,n} = 4 \text{ m}$$

**c. Largeur à la base du noyau**

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{moy}} \leq J_{adm} \rightarrow B_{moy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

- $\Delta H$  : Différence de charge entre l'amont et l'aval ;  $\Delta H=H_1-H_2$
- $H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval,  $H_2= 0$ .
- $H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1=17,5 \text{ m}$ .
- $B_{moy}$  : Largeur moyenne à la base du noyau (m).
- $J_{adm}$  : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux suivants permettent de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible :

**Tableau III.04** : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de Fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	25÷50	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau III.05, notre barrage est de **classe III**.

**Tableau III.05** : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau :

$$J_{adm} = 1,8.$$

$$B_{moy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{21.8 - 0}{1.8} = 12,11\text{m}$$

$$B_{moy} = 12.11\text{m}$$

➤ Largeur en base du noyau :

$$B_n = 2 \times B_{moy} - L_{cr,n} \dots\dots\dots (III.6)$$

$$B_n = 20 \text{ m}$$

**d. Pente des talus**

$$m_1 = m_2 = \frac{B_n - L_{cr,n}}{2H_n} \dots\dots\dots (III.7)$$

$$m = 0,4$$

**e. La côte en crête du noyau**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 542 + 20,8 = 562,8 \text{ m NGA}$$

**Tableau III.06 :** Caractéristiques du noyau.

<b>Caractéristiques du noyau</b>	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	20.8
Largeur à la base du noyau (m)	20
Pente des talus	0.4

**2.6.2. Les drains**

Le dispositif drainant du remblai sera constitué par un filtre vertical en sable à l’aval du noyau, liant un tapis drainant en sable et gravier, dans le fond de la vallée avec sorties prévus dans les cotes plus bas.

Une couche de filtre fut adoptée de manière à empêcher une éventuelle contamination du matériau de drain du tapis drainant bloquant les particules les plus fines.

Le tapis drainant fut mis en place afin de capter les eaux de percolation du remblai et de l’interface du remblai et à éviter le risque de renard (érosion interne régressive) et de sous-pression à l’aval, finira dans un prisme d’encrochement.

**a. Dimensionnement du Drain Tapis**

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

$L_b$  : Longueur transversale de la retenue,  $L_b = 126,9 \text{ m}$ .

Donc :

$$L_d = 42.3 \text{ m}$$

**b. Dimensionnement du drain vertical**

Le drain vertical est placé au centre de la digue, d’une largeur minimale de 1m constitué en matériaux grossiers (gravier et sable).

**c. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)**

• **Hauteur**

$$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

$H_b$  : hauteur du barrage,  $H_b = 21,8 \text{ m}$ .

$$H_p = 0.18 \times 21.8 = 3.92\text{m}$$

On prend :

$$H_p = 4\text{m}$$

• **Fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 2)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend :  $m_1=2$  et  $m_2= 2$ .

- **Largeur au sommet :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4)H_p \dots\dots\dots (III.10)$$

$$b_p = \frac{1}{3} \times 4 = 1,33m$$

Nous prenons :

$$b_p = 1,5m$$

- **Largeur en base du prisme**

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2)H_p \dots\dots\dots(III.11)$$

$$B_p = 17,5m$$

### 2.6.3. Les Filtres

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

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des États-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD(1984).

- **Critères de conception**

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre.}$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K = 0.35(D_{15})^2$$

Ou :  $D_{15}$  en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- ✓ Couches horizontales de sables.....0, 15m.
- ✓ Couches horizontales de graviers..... 0, 30m.
- ✓ Couches verticales ou inclinées ..... 1,00m.

### 3. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

La méthode de calcul des volumes a déjà été abordée dans le chapitre II.

### 3.1. Barrage en remblai homogène

#### a. les recharges

**Tableau III.** : Calcul des volumes des recharges.

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$L_i$ (m)	$V_{moy}$ (m <sup>3</sup> )
1	1274.16	1304.15	478	623385.504
2	1334.14			
3	1395.50	1364.82	468	638738.697
4	1458.24	1426.87	418	596433.238
5	1522.35	1490.29	390	581215.547
6	1587.83	1555.09	375	583160.166
7	1654.69	1621.26	373	604732.321
Volume total				<b>3627665.47</b>

#### b. Protection Rip-rap

**Tableau III.** : Calcul des volumes du Rip-rap

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$L_i$ (m)	$V_{moy}$ (m <sup>3</sup> )
1	2.84	7.11	478	3400.731
2	11.38			
3	25.60	18.49	468	8655.66
4	21.34	23.47	418	9811.296
5	27.04	24.19	390	9434.88
6	17.06	22.05	375	8270.437
7	0	8.53	373	3182.436
Volume total				<b>42755.44</b>

### 3.2. Barrage en remblai zoné

#### a. le noyau :

Il est composé de matériaux imperméable : sols argileux, sablo-argileux ou sableux limoneux.

**Tableau III.7** : calcul des volumes du noyau.

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$L_i$ (m)	$V_{moy}$ (m <sup>3</sup> )
1	12	48	478	22944
2	84	144	468	67392
3	204	186	418	77748
4	168	192	390	74880
5	216	174	375	65250
6	132	66	373	24618
7	0			
Volume total				<b>332832</b>

#### b. Les recharges :

**Tableau III.08** : calcul des volumes des recharges.

N°	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$L_i$ (m)	$V_{moy}$ (m <sup>3</sup> )
1	1365.08	1361.64	478	650865.02
2	1358.20	1331.51	468	623147.756
3	1304.82	1356.88	418	567176.801
4	1408.94	1419.75	390	553703.397
5	1430.56	1508.12	375	565545.863
6	1585.68	1687.99	373	629621.128
7	1790.30			
Volume total				<b>3590059.96</b>

### c. protection Rip-rap

**Tableau III.09** : calcul des volumes du Rip-rap

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	Vmoy (m <sup>3</sup> )
1	2.42	6.05	478	2894.17
2	9.68			
3	21.80	15.74	468	7368.89
4	18.16	19.98	418	8353.52
5	23.01	20.59	390	8030.00
6	14.49	18.75	375	7031.81
7	0	7.24	373	2702.38
Volume total				<b>36380.78</b>

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

**Tableau III.10** : Les coûts des différentes variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Coût (millions DA)	Total (millions DA)
<b>Homogène</b>	Recharges	3627665.47	500	1813.83	<b>2087.435</b>
	Rip-Rap	42755.44	1200	51.31	
	Filtres et Drain	185246.62	1200	222.29	
<b>Zoné</b>	Recharges	3590059.96	500	1795.03	<b>2204.382</b>
	Noyau	332832	500	166.416	
	Rip-Rap	36380.78	1200	43.6569	
	Filtres et Drain	166065.78	1200	199.2789	

### Conclusion :

L'analyse technico-économique entre les deux variantes, seulement pour ce qui est des remblais, indique que la variante homogène est moins chère. Mais tenant compte de la longueur très longue du couronnement, aussi de la disponibilité de matériaux d'après le rapport géologique et géotechnique, il serait plus avantageux que le barrage soit en terre zoné.

# Conception détaillée de la digue

## Introduction

Le barrage de Koudiat Ben Aida est un barrage en remblai zoné avec noyau d'argile, d'une hauteur totale de 21,8 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 7 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de (3- 3).

Une fois le choix de la variante est déterminé, une étude détaillé de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

## 1. Protection des talus

Pour le talus amont, il s'agit d'empêcher l'érosion et les dégâts qui peuvent résulter de l'action des vagues. En général, le Rip-rap est souvent préféré en raison de son cout et sa durabilité.

Le Rip-rap doit contenir une forte proportion d'éléments supérieurs à la dimension minimale nécessaire pour résister à l'attaque des vagues, et avoir une granulométrie satisfaisante jusqu'aux éclats de roche. La mise en place du rip-rap devra éviter toute ségrégation et constituer un tapis aussi dense et enchevêtré que possible. Il sera constitué d'éléments de roche dense, saine et inaltérable, ayant des coefficients de forme acceptables. Sauf dans de rares cas, le rip-rap doit être placé sur une couche d'assise en matériaux plus fins servant de filtre pour empêcher l'entraînement des matériaux du remblai à travers les interstices du rip-rap.

Cette couche d'assise sert aussi à dissiper les effets hydrodynamiques des vagues avant qu'ils ne pénètrent pas dans le corps du barrage.

Toute méthode de conception du rip-rap admet que les dimensions des blocs du tapis de rip-rap, en vue d'un comportement satisfaisant, dépendront de la grandeur de l'action des vagues sur le barrage. De plus, la masse volumique a une grande influence sur les dimensions des éléments requis pour que le rip-rap soit stable sous l'effet de l'attaque des vagues d'intensité donnée.

Toute méthode de conception du rip-rap admet que les dimensions des blocs du tapis de rip-rap, en vue d'un comportement satisfaisant, dépendront de la grandeur de l'action des vagues sur le barrage. De plus, la masse volumique a une grande influence sur les dimensions des éléments requis pour que le rip-rap soit stable sous l'effet de l'attaque des vagues d'intensité donnée.

D'après le chapitre précédant on a trouvé :

**Tableau IV.01** : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

<b>Caractéristiques du Rip-Rap</b>	
<b>Épaisseur (m)</b>	0.45
<b>D<sub>50</sub> (m)</b>	0.50

Pour le talus aval, il inclura deux risbermes avec la même inclinaison, à la cote (551,00) et (545,00) avec 3,0 m de largeur. Le talus sera protégé par terre végétale.

## 2. Dimensionnement des filtres et drains

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant qui sépare la zone étanche de la recharge aval. Son épaisseur dépend notamment du nombre de couches nécessaires au respect des conditions de filtre.

Un drain naturel est réalisé en matériaux grossiers (graviers, sables) pour être le plus perméable possible. Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules du sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier comme des matériaux du remblai vers les vides inter-particulaires des matériaux du drain. Afin que l'écoulement n'entraîne pas son colmatage par migrations des fines du remblai, le drain doit être protégé par un matériau de granulométrie intermédiaire jouant le rôle de filtre s'opposant au colmatage du drain.

### 2.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

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

Les filtres sont constitués des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

#### a. Construction du fuseau granulométrique

Les conditions à respecter dans le choix de la granulométrie des filtres ont été dressées grâce à de nombreux essais effectués par Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des États-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

- **Critères de conception :**

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$  : Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$  : Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$  : Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$  : Condition d'uniformité du filtre.

Avec :

- $D_{xx}$  : diamètre caractéristiques des filtres.
- $d_{xx}$  : diamètre caractéristique du noyau.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{60}$  du filtre :

- $D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times d_{85 \text{ sol}}$   
 $D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times 0.15 \quad \rightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} \leq 0.6 \text{ mm}$
- $D_{15 \text{ filtre}} \geq 4 \times d_{15 \text{ sol}}$   
 $D_{15 \text{ filtre}} \geq 4 \times 0.05 \quad \rightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} \geq 0.2 \text{ mm}$
- $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.025 \rightarrow D_{50 \text{ filtre}} < 0.63 \text{ mm}$$

$$- D_{60 \text{ filtre}} \leq 20 \times D_{10 \text{ filtre}}$$

$$D_{60 \text{ filtre}} \leq 20 \times 0.2 \rightarrow D_{60 \text{ filtre}} \leq 4 \text{ mm}$$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- ✓ Couches horizontales de sables : 0.15 m
- ✓ Couches horizontales de graviers : 0.30 m
- ✓ Couches verticales ou inclinées : 1.00 m

Notre filtre est constitué du sable, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

**b. Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :**

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard. Pour qu'il n'y a pas le phénomène de RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0,05 \mu_F) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

$\mu_F$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\mu_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.9}{0.2} = 4.5$

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité,  $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \mu_F$

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

D'où :  $n = 0,38$

$D_5 = 0,3 \text{ mm}$  et  $D_{17} = 0,34 \text{ mm}$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.88 > 0.308$$

La condition est vérifiée donc, Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

**c. Vérification du contact Noyau-Recharge**

Cela revient à vérifier la double condition suivante :

$$4 \times d_{85} > D_{15} > 5 \times d_{15} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

$d_{85}$  : Diamètre des particules du corps du noyau à 85% ;  $d_{85} = 0,15 \text{ mm}$ .

$D_{15}$  : Diamètre des particules du corps du noyau à 15% ;  $d_{15} = 0,05 \text{ mm}$ .

$D_{15}$  : Diamètre des particules de recharge (grés) à 15% ;  $D_{15} = 0,27 \text{ mm}$ .

$0,6 > 0,27 > 0,25$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

**d. Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :**

- **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (IV.3)$$

$D_{15}$  : diamètre correspond à 15% du filtre ;  $D_{15} = 0,35 \text{ mm}$ .

$d_{15}$  : diamètre correspond à 15% de l'argile ;  $d_{15} = 0,05 \text{ mm}$ .

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.35}{0.05} = 7 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

- **Condition de non entrainement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (IV.4)$$

$D_{15}$  : diamètre correspond à 15% du filtre ;  $D_{15} = 0,35\text{mm}$ .

$d_{85}$  : diamètre correspond à 85% de l'argile ;  $d_{85} = 0,15\text{mm}$ .

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.35}{0.15} = 2.33 < 5$$

D'où la condition est vérifiée.

## 2.2.Calcul des drains

### a. Dimensionnement du drain tapis

Longueur du drain tapis:  $L_d = 42,3\text{m}$

### b. Dimensionnement du prisme aval

- Hauteur:  $H_p = 4\text{ m}$
- Largeur au sommet :  $b_p = 1,5\text{ m}$
- Fruits des talus :  $m_1 = 2 ; m_2 = 2$ .
- Largeur en base :  $B_p = 17,5\text{ m}$

## 3. Dispositif d'étanchéité

### 3.1.Le noyau

Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

**Tableau IV.02:** Caractéristiques du noyau.

<b>Caractéristiques du noyau</b>	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	20.8
Largeur à la base du noyau (m)	20
Pente des talus	0.4

### 3.2.Étanchéité de la fondation

Concernant l'étanchéité de la fondation, la solution de paroi moulée est moins chère que la solution de tranchée d'étanchéité. Cette solution consiste à creuser une tranchée, constamment tenue pleine de boue durant l'excavation, puis de couler du béton dedans.

Notre paroi moulée traverse les premières couches de la fondation en atteignant des profondeurs de l'ordre de 5 à 10 m dans les rives droite et gauche et 10 à 15 m au fond de la vallée jusqu'à les marnes, assurant 1 m d'ancrage dans le massif à perméabilité  $< 3\text{ UL}$ . L'épaisseur de la paroi moulée est considérée avec 0,60 m.

#### 4. Bermes

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Ils sont exécutés pour des hauteurs de (5÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales.

On disposera de deux risbermes avec la même inclinaison, à la cote (551) et (545) avec 3,0 m de largeur.

#### 5. Étude des infiltrations

Dans l'étude des infiltrations dans les barrages en terre on doit aboutir à :

- La détermination de la ligne de saturation ;
- Le calcul du débit de fuite ;

##### 5.1. Tracé de la ligne de saturation

On parle d'une ligne phréatique dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

La méthode pour tracer de cette ligne a été proposée par Kozny qui a montré que la ligne de saturation est assimilable à une parabole.

L'équation de la ligne de saturation s'écrit de la manière suivante :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \dots\dots\dots (IV.6)$$

A la condition aux limites :  $x=d$  et  $y=h$

$$\text{On aura : } y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

$d$  : Largeur en base du barrage diminuée de  $0,7b$

$b$  : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (Déterminé graphiquement) ;  $b = m_n \cdot h$ .

$h$  : La hauteur d'eau en amont

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

$$h = 17,5 \text{ m} ; \quad b = 7 \text{ m} ; \quad d = 15,1 \text{ m} ; \quad \text{d'où : } y_0 = 8,01$$

L'équation de la parabole s'écrit comme suite :

$$y^2 = 16.02x - 64.16$$

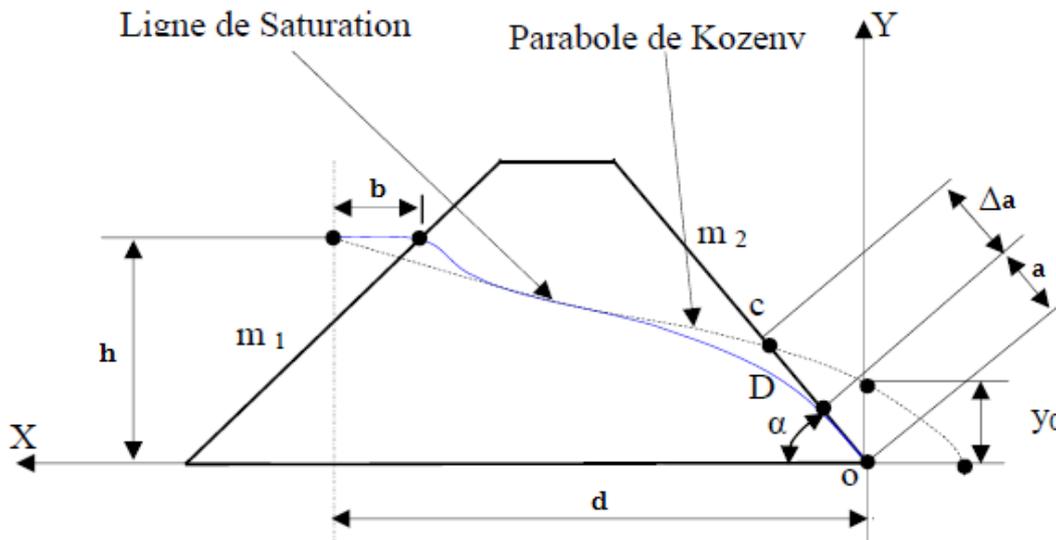
A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV.08** : Coordonnées de la parabole de KOZENY.

X	Y	X	Y
4.1	1.23	20	16.01
4.5	2.82	22	16.97
5	3.99	24	17.89
6	5.65	26	18.77
8	8	28	19.61
10	9.8	30	20.41
12	11.32	32	21.18
14	12.65	34	21.92
16	13.86	36	22.64
18	14.97	38	23.34

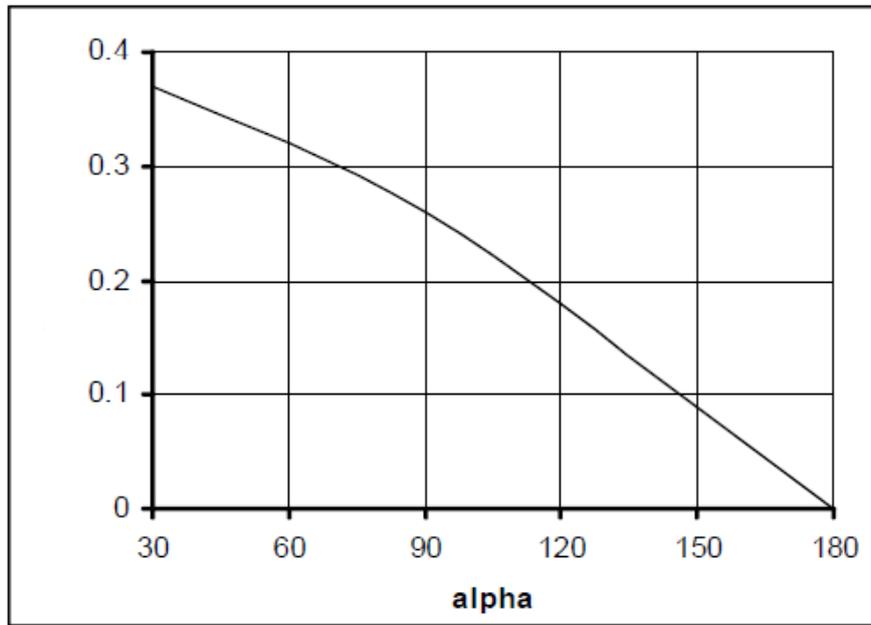
➤ **Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.**

La ligne de saturation coupe le parement aval en un point qui ne coïncide pas avec le point de passage de la parabole théorique de Kozeny. Généralement la ligne de saturation passe à deux tiers de la distance séparant le point de passage de la parabole théorique en partant du pied aval du barrage.



**Figure IV.01** : Schéma explicatif.

Casagrande a démontré que  $a$  ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation.



**Figure IV.02** : Courbe de Casagrande.

Le point C de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire ;  
L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.8)$$

$\rho$  : rayon polaire.

A : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Soit  $a=OD$ , avec D point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval, et  $\Delta a=CD$ .

A : angle de face aval du noyau avec l'horizontal. Nous avons alors un système d'équation :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases}$$

Nous aurons alors :

$$A + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.9)$$

A partir de l'abaque de Casagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a :  $\alpha = 69^\circ$

D'où :  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,3$

$\rho = a + \Delta a = 12,48$ .

$\Delta a = 0,3 * (a + \Delta a)$

Il en résulte :  $\Delta a = 3,74 \text{ m}$  et  $a = 8,74 \text{ m}$

## 5.2. Débit d'infiltration

### a. A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K. I. A \dots\dots\dots (IV.10)$$

Avec :

q : Débit d'infiltration en (m<sup>3</sup>/s/ml)

K : Coefficient de perméabilité en (m/s) ( $K=4.7 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ )

I : gradient hydraulique,

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est :  $A=y \cdot I$

Donc :

$$q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

$$y \cdot \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où:

$$q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L \dots\dots\dots (IV.13)$$

**Tableau IV.09** : Débit de fuite à travers la digue.

$Y_0$ (m)	K (m/s)	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$ )	L (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
8,01	$4,7 \cdot 10^{-8}$	$3,76 \cdot 10^{-7}$	20	$7,53 \cdot 10^{-6}$

**b. A travers la fondation**

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (IV.14)$$

Avec :

K : coefficient de perméabilité ( $K= 10^{-5} \text{ m/s}$ )

I: gradient hydraulique;  $I=H_1/L_b$

$H_1$ :charge d'eau de retenue = 17.5 m

$L_b = 143.8 \text{ m}$  l'emprise de barrage.

A : section d'infiltration par unit é de longueur  $A=T \cdot l$

T : profondeur du sol de fondation perméable  $T=10 \text{ m}$ .

D'où :  $q=K \cdot I \cdot T$

**Tableau IV.10** : Débit de fuite de la fondation.

$H_1$ (m)	I	K (m/s)	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
17.5	0.12	$10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-5}$	$1.73 \cdot 10^{-3}$

**c. Débit total d'infiltration**

$$Q = Q_D + Q_F \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$Q = 7.53 \times 10^{-6} + 1.73 \times 10^{-3}$$

$$Q = 1,73 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

## 6. Étude de stabilité

Le problème de stabilité des pentes se pose fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. Certaines pentes naturelles sont à la limite de stabilité. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS.

### 6.1.Méthode de Fellenius

Dans la pratique des études de construction de barrage en terre il est d'usage d'utiliser la méthode de Fellenius car elle donne une précision suffisante et acceptable et elle est facile à utiliser.

### 6.2. Principe de la méthode

On considère un cercle de centre (O) et de rayon (R) comme surface de glissement possible et on calcule le coefficient de sécurité (Cs) correspondant en procédant comme suit :

- on divise le massif glissant en tranches verticales de largeur égale (bb).

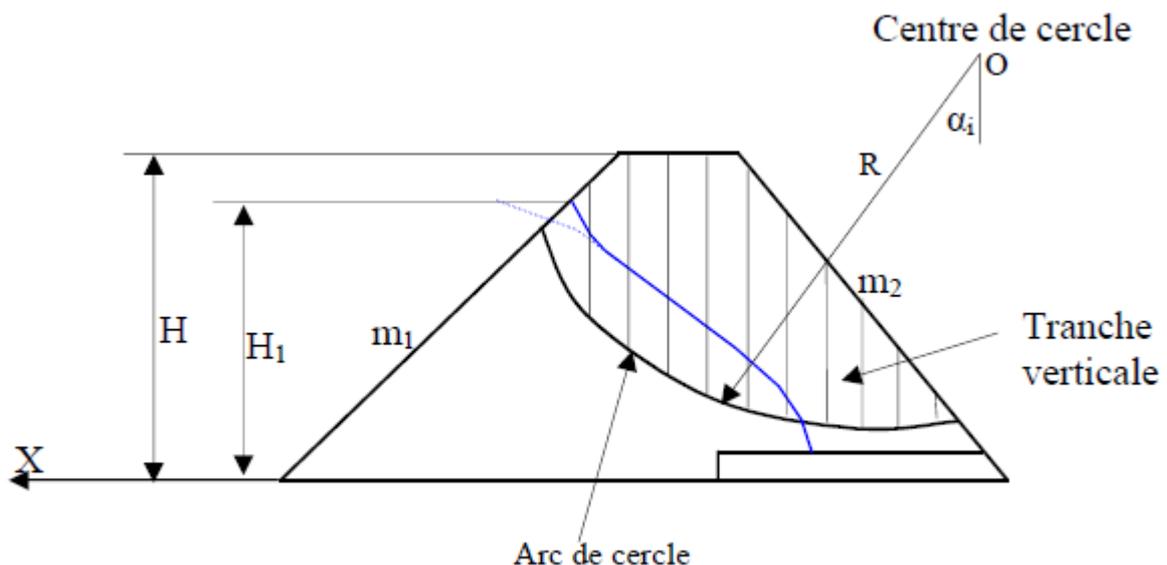


Figure IV.03 : Calcul de la stabilité au glissement

- pour chaque tranche, on calcule l'ensemble des forces qui s'y appliquent et on étudie son équilibre avant de passer à l'équilibre de l'ensemble du massif, en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

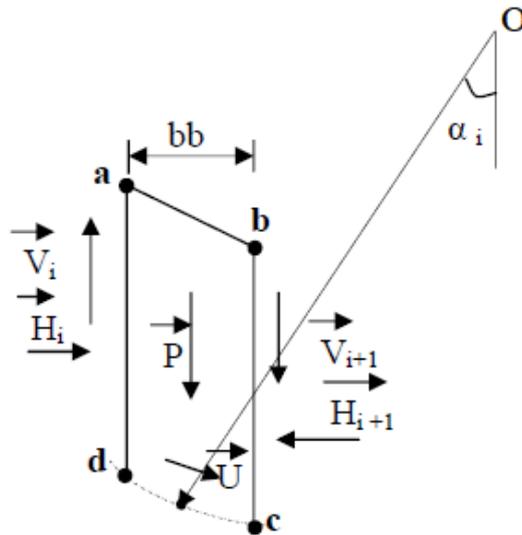


Figure IV.04 : Forces agissant sur une tranche

### 6.3.Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, 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  $R_1$  (rayon min) et  $R_2$  (rayon max) tel que :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

Avec :

$H_b$  : Hauteur totale du barrage,  $H_b = 21.8$  m.

$K_1$ - $K_2$  : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Valeurs des  $K_1$  et  $K_2$ .

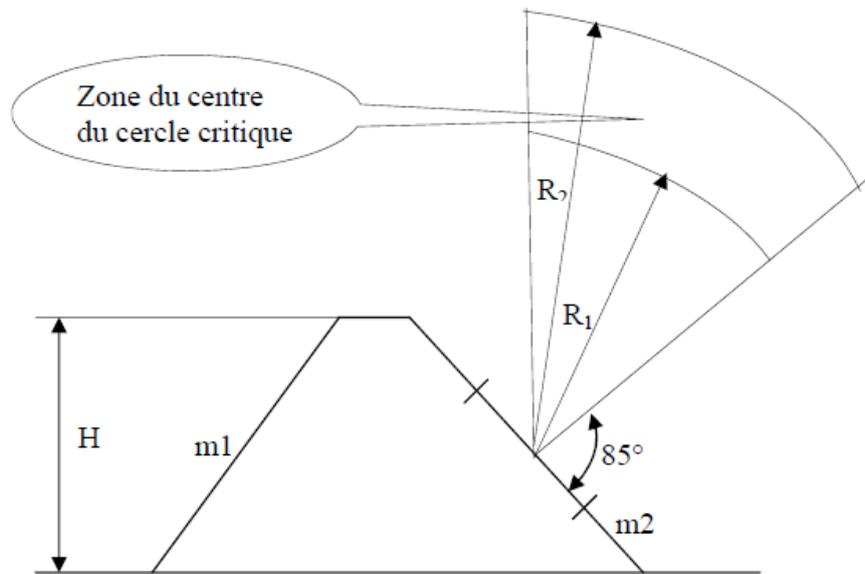
Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre barrage, on obtient :

Tableau IV.12 : Valeurs des  $R_1$  et  $R_2$ .

Talus	Pente de talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	3	1.0	2.3	21.8	50.14
Aval	3	1.0	2.3	21.8	50.14

L'intersection de  $R_1$  et  $R_2$  avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).



**Figure IV.05 :** Zone du centre du cercle critique d'après Fonduev

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs  $b=0.1R$ .
- Numérotter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

#### 6.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche

Les forces qui s'exercent sur chaque tranche « i » seraient:

##### a. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$G_i$  : poids propre de la tranche.

$b$  : largeur d'une tranche ( $b=0.1R$ ).

$h_i$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_i$  : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1 - n)\gamma_{sp}(1 + W) \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

$\gamma_{sp}$  : poids volumique spécifique du sol.

$W$  : teneur en eau en fraction de l'unité.

$N$  : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{ss} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_z) \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec :

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{ss} - 1) \dots\dots\dots (IV.19)$$

Le poids  $G_i$  est décomposé en deux forces :

La première force est une force de glissement tangente au cercle de glissement et dont la direction est la droite orthogonale à la droite reliant le milieu de la tranche et le centre du cercle.

$$T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.20)$$

La deuxième force est une force normale au cercle de glissement et donc elle engendre une force de frottement.

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

**b. Force de pression interstitielle**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR) :

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (IV.22)$$

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

**c. Forces de cohésion**

$$F_c = \frac{2\pi \cdot R \cdot \theta}{360} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.23)$$

Avec :

$\theta$  : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

$C$  : cohésion du sol considéré.

**d. Forces de frottement**

$$F_f = (N_n - U_i \cdot dl) \tan \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i \cdot dl) \tan \varphi \dots\dots\dots (IV.24)$$

Avec :

$\varphi$  : Angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

**e. Force séismique**

$$T'_n = a \times G_i \dots\dots\dots (IV.25)$$

Avec :

$G_i$  : poids de la tranche.

$a$  : Coefficient de séisme.

### 6.5. Classement des forces

Un talus est stable lorsque les moments des forces sont inférieurs aux moments des forces résistantes qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité «Cs» est définie par des moments résistants sur les moments moteurs. Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

#### a. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{résistant}^t = \sum_i^n R[C_i \cdot l_i + (W_i \cos \alpha - U_i l_i) \tan \varphi_i] \dots\dots\dots (IV.26)$$

#### b. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (Tn), (force de cisaillement) du poids (Gn) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{résistant}^t = \sum_i^n R W_i \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.27)$$

#### c. Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et il varie selon que l'on se trouve dans le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

**Tableau IV.13 :** Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.5
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05

### 6.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

#### a. Retenue pleine (talus aval)

$$C_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq C_{adm} \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$C_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq C_{adm} \dots\dots\dots (IV.29)$$

Avec :

C<sub>ss</sub> : coefficient de sécurité sans séisme.

C<sub>as</sub> : coefficient de sécurité avec séisme.

N<sub>n</sub> : composante normale stabilisatrice.

$T_n$  : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle du glissement.

$C$  : cohésion du sol considéré.

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$G_i$  : poids propre de la tranche

$U_i$  : force de pression interstitielle.

$\varphi_i$  : angle de frottement interne.

$dn_i$  : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

### b. Retenue vide (fin de construction)

$$C_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq C_{adm} \dots \dots \dots (IV.30)$$

$$C_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq C_{adm} \dots \dots \dots (IV.31)$$

### c. Vidange rapide (talus amont)

$$C_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq C_{adm} \dots \dots \dots (IV.32)$$

$$C_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq C_{adm} \dots \dots \dots (IV.33)$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

**Tableau IV.14** : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Fonctionnement de la retenue			Fin de construction			Vidange rapide		
R(m)	Sans séisme	Avec séisme	R(m)	Sans séisme	Avec séisme	R(m)	Sans séisme	Avec séisme
50.02	1.77	1.28	49.02	1.79	1.27	48.16	1.65	1.08
42.38	1.55	1.13	37.18	1.85	1.31	37.8	1.57	1.07
32.40	1.75	1.27	22.58	1.75	1.08	29.50	1.59	1.12

### Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnement, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

# Étude des ouvrages annexes

## Introduction

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

## 1. L'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage.

Plusieurs classifications sont possibles parmi les évacuateurs de crue. On peut par exemple diviser les évacuateurs de crue en deux grandes familles :

- Les évacuateurs de crue à "surface libre" encore appelés déversoirs à seuil libre.
- Les évacuateurs de crue "vannés". Cette seconde famille se décompose elle-même en deux grandes sous-familles d'organes :
  - Les évacuateurs vannés de surface.
  - Les évacuateurs vannés dit "de fond" ou de "demi-fond"

### 1.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- ✓ La qualité des prévisions de crues.
- ✓ La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation.
- ✓ La durée et les degrés d'utilisation.
- ✓ Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé.
- ✓ Le type de barrage.
- ✓ Les conditions d'exploitations.

### 1.2.Différents types d'évacuateurs de crue

La classification des évacuateurs de crues est faite suivant différents critères :

1. Selon le fonctionnement hydraulique :
  - Évacuateur de surface :
    - Central découvert.
    - Évacuateur latéral : Entonnement frontal  
Entonnement latéral.
    - En puits à galerie d'évacuation.
      - Évacuateur en charge :
    - Évacuateur habituel, incorporé dans le corps d'un barrage en béton.
    - Évacuateur siphon (à tour ou incorporé dans le corps du barrage en béton).
    - Évacuateur vidange combiné à la vidange de fond.
2. Emplacement de l'évacuateur par rapport à la digue :
  - Évacuateur central.

- Évacuateur latéral.

### 1.3.Choix de la variante

Tenant en considération les caractéristiques du barrage et les risques élevés pour la vallée en aval associées aux éventuels accidents aux ouvrages de l'aménagement, on a défini la crue de projet comme étant celle avec une période de retour de 1000 années.

Le choix du type de l'évacuateur de crue dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site et du coût de l'ouvrage pour la sécurité aval de la digue, ces conditions ne permettent pas le choix d'un évacuateur latéral sur l'une des rives vu aussi le débit de crue du projet élevé.

Dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue central placé dans un tronçon en béton sur le lit de l'oued El Ham afin d'assurer la stabilité et éviter la déformation et déplacement dû aux tassements. (Source ANBT)

L'ouvrage d'évacuation sera composé des organes suivants :

- Un déversoir.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

### 1.4.Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

#### 1.4.1. Déversoir

Le déversoir de crues du barrage de Koudiat Ben Aida devra pouvoir déverser dans de bonnes conditions les plus fortes crues prévisibles. Il sera localisé sur le corps du barrage (zone central en béton) et sera composé par un seuil type Greager, qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite, avec 75 m de longueur suivis d'un bassin amortisseur.

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir :

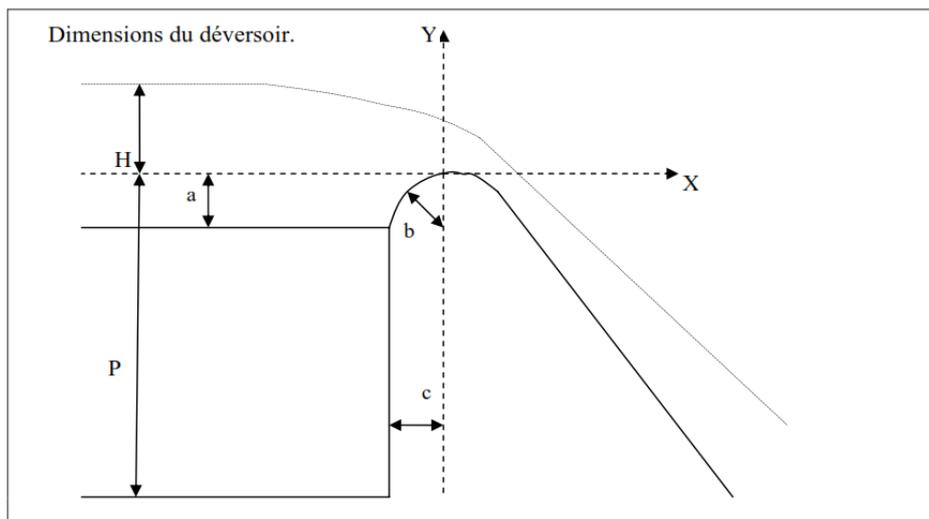


Figure V.01 : Dimensions et géométrie du déversoir

Avec :

$$a = 0.12 \times H = 0.24 \text{ m}$$

$$b = 0.4 \times H = 0.8 \text{ m}$$

$$c = 0.3 \times H = 0.6 \text{ m}$$

L'équation du profil est donnée par :

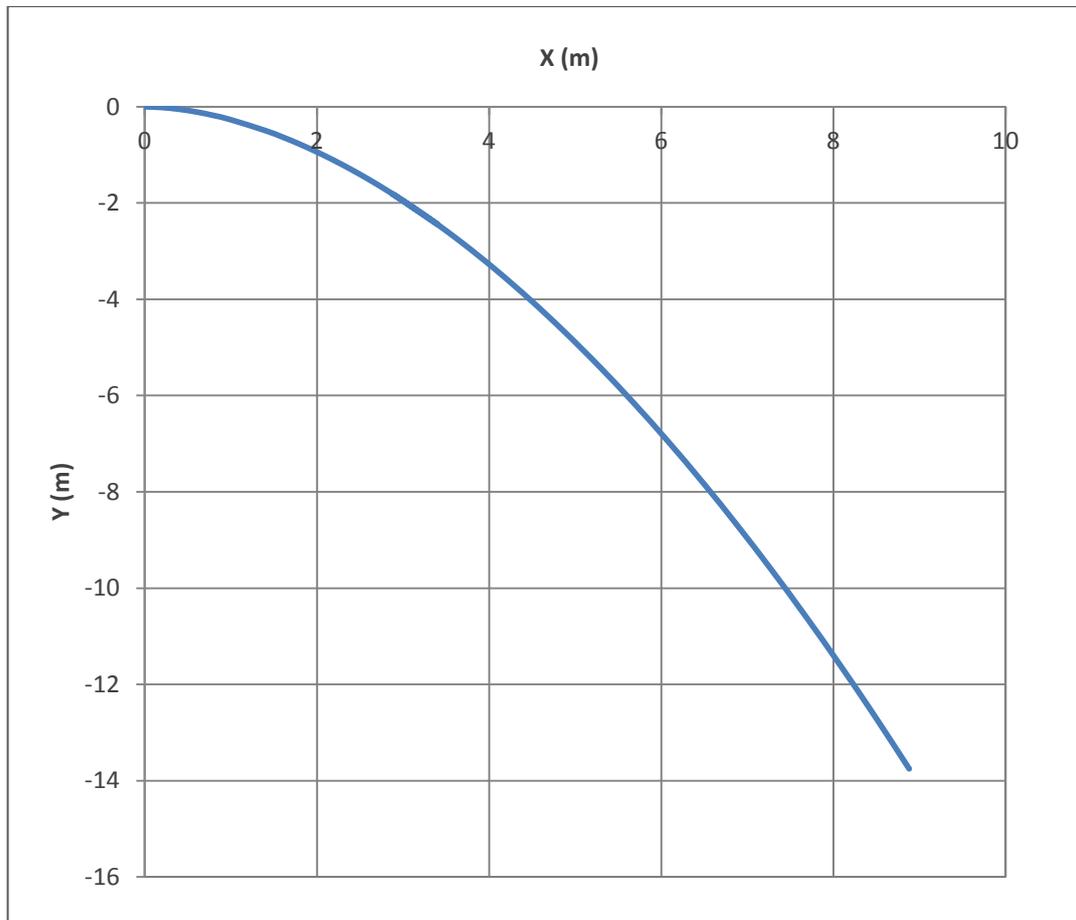
$$y = 0,47 \frac{x^{1.8}}{H^{0.8}} \dots\dots\dots (V.01)$$

**H** : la charge sur le déversoir

Les résultats du calcul des coordonnées (x, y) sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.01** : Coordonnés du profil de Greager.

<b>X (m)</b>	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3
<b>Y (m)</b>	0	0.01	0.05	0.11	0.18	0.27	0.37	0.49	0.63	0.78	0.94	1.11	1.30	1.51	1.72	1.95



**Figure V.02** : Profil du seuil déversant type Creager.

Avec des caractéristiques géométriques du déversoir établies, on peut définir la relation entre le débit déversé (Q) et la charge sur la crête (H):

$$Q = \mu L \sqrt{2g} H_0^{3/2} \dots\dots\dots (V.02)$$

Où :  $\mu$  est le coefficient de débit.

L : la longueur utile du seuil ; L = 75 m.

$H_0$  : charge total sur déversoir (m).

Étant H une variable cinématique, le coefficient de débit du déversoir,  $\mu$ , est aussi conséquemment variable dans le temps, le coefficient  $\mu$  calculé est présenté dans le tableau suivant.

**Tableau V.02 : coefficient de débit**

<b>H<sub>0</sub> (m)</b>	0.40	0.80	1.20	1.6	2.00	2.40	2.80
<b>H<sub>0</sub>/H<sub>d</sub></b>	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40
<b>μ</b>	0.412	0.448	0.470	0.487	0.500	0.511	0.520

On prendra un coefficient de débit,  $\mu = 0,500$  et une charge totale sur le seuil de  $H_0 = 2$  m.

Une fois  $\mu$  et  $H_0$  connus on détermine :

- Le débit unitaire q :

$$q = Q / l = 470 / 75 = 6.27 \text{ m}^2/\text{s}$$

- La vitesse d'approche  $V_a$  :

$$V_a = q / (H_0 + P) = \frac{6.27}{2 + 2} = 1.57 \text{ m/s}$$

- L'énergie cinétique  $h_a$  :

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{1.57^2}{2 \times 9.81} = 0.125 \text{ m}$$

- la charge effective sur le seuil :

$$h_0 = H_0 - h_a = 2 - 0.125 = 1.875 \text{ m}$$

#### 1.4.2. Le coursier

Le déversoir poursuit par le coursier qui est une surface plane parallèle à la paroi aval du barrage. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

##### a. Largeur du coursier

$$B = Q^{0.4} \dots\dots\dots (V.03)$$

Q : débit à évacuer ;  $Q = 441.39 \text{ m}^3/\text{s}$

$$B = 441.39^{0.4} = 11.42 \text{ m}$$

$$\mathbf{B = 12m}$$

##### b. Longueur du coursier

La longueur approximative du coursier est 19 m (selon le plan topographique).

##### c. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g S^3} = 1 \dots\dots\dots (V.04)$$

Où B est la largeur du coursier égale à 12 m

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} = \sqrt[3]{\frac{441.39^2}{g \cdot 12^2}}$$

$$h_{cr} = 5,17m$$

**d. La pente critique**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

$I_{cr}$  est calculée à partir de la relation du régime uniforme :

$$Q = S_c C \sqrt{R_c I_{cr}} \dots\dots\dots (V.05)$$

Et celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1 \dots\dots\dots (V.06)$$

Pour une section rectangulaire ( $S=h.b$ ) :

$$I_{cr} = \frac{g h_c}{C_c^2 R_c} \dots\dots\dots (V.07)$$

Où :

- $I_{cr}$  : pente critique ;
- $R_c$  : rayon critique ;  $R_{cr} = S_c / P_c \dots\dots\dots (V.08)$
- $S_c$  : section critique ;  $S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (V.09)$
- $P_c$  : périmètre critique ;  $P_c = 2 \cdot h_{cr} + b \dots\dots\dots (V.10)$
- $C_c$  : coefficient de Chézy ;  $C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (V.11)$
- $n$  : coefficient de rugosité,  $n=0.014$  (revêtement en béton).

D'où La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9.81 \times 5.17}{85^2 \times 2.84} = 0.0025$$

$$I_{cr} = 0.26\%$$

**Tableau V.03** : récapitulatif des résultats.

<b><math>S_c</math> (<math>m^2</math>)</b>	64,68
<b><math>P_c</math> (m)</b>	22,78
<b><math>R_c</math> (m)</b>	2,84
<b><math>C_c</math> (<math>m^{-6}</math>)</b>	85
<b><math>I_{cr}</math> (%)</b>	0,26

**e. Calcul de la profondeur normale**

Elle présente la profondeur du courant en régime uniforme. La profondeur normale est calculée en utilisant la formule de Chézy (formule de l'écoulement uniforme).

$$Q = S C \sqrt{R I} \dots\dots\dots (V.12)$$

Où :

- S : section du coursier
- I : pente du coursier, I=1 (1/1)
- C : coefficient de Chézy
- R : rayon hydraulique

Nous aurons le débit en fonction de la hauteur normal :

$$Q = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}} (b \times h_n)^{\frac{5}{2}} (2h_n + b)^{-\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (V.13)$$

Donc :

$$h_n = 0,852 \text{ m}$$

On a  $h_n < h_{cr}$ , donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

**f. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le procédé de calcul de la ligne d'eau consiste à :

- Choisir un pas de distance.
- Calculer la dénivelée du fond.

$$\Delta H = I \cdot \Delta x \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec : I : la pente

$\Delta x$  : Pas de distance

- Calculer  $H_s$  : l'Énergie spécifique pour chaque section de calcul.
- 

$$H_s = \Delta H - J \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec : J est la perte de charge

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois  $\Delta H$ , on prend  $J = 0.1\Delta H$
- Sinon (ce qui le cas le plus courant), prendre  $J = 0.2\Delta H$  constitue une bonne approximation.
- Calculer le coefficient donné par la formule suivante :
- 

$$\eta = \frac{m \times H_s}{l} \dots\dots\dots (V.16)$$

Dans notre cas ce coefficient est nul car la section du coursier est rectangulaire ( $m = 0$ ).

- Calculer le paramètre :

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2g} \times B \times H_s^{3/2}} \dots\dots\dots (V.17)$$

**Tableau V.04 : Récapitulatif des données de départ**

Q (m3/s)	Strickler	I (%)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>c</sub> (m)	L coursier (m)
441.39	71.5	1	0.852	5.17	19

L'abaque utilisé dans les calculs est dans l'annexe V.

**Tableau V.05 : Calcul de la ligne d'eau**

Abcisse	Pas (m)	Hs (m)	Y (m)	V (m/s)	Fr
0	0	0	5.6	6.99	0.94
1	1	0.9	5.6	6.99	0.94
2	1	1.8	5.6	6.99	0.94
3	1	2.7	5.6	6.99	0.94
4	1	3.6	5.6	6.99	0.94
5	1	4.5	5.6	6.99	0.94
6	1	5.4	5.6	6.99	0.94
7	1	6.3	5.6	6.99	0.94
8	1	7.2	5.6	6.99	0.94
9	1	8.1	5.67	6.91	0.93
10	1	9	3.6	10.88	1.83
11	1	9.9	3.465	11.30	1.94
12	1	10.8	2.808	13.95	2.66
13	1	11.7	2.6325	14.88	2.93
14	1	12.6	2.52	15.54	3.13
15	1	13.5	2.565	15.27	3.04
16	1	14.4	2.376	16.48	3.41
17	1	15.3	2.3715	16.52	3.42
18	1	16.2	2.268	17.27	3.66
19	1	17.1	2.223	17.62	3.77

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on tire :

$$Y = 2,22 \text{ m}$$

$$V = 17,62 \text{ m/s}$$

$$Fr = 3,77$$

Avec :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (V.18)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots\dots\dots (V.19)$$

**1.4.3. Dissipateur d'énergie**

Le bassin dissipateur d'énergie permet de prévenir l'érosion à l'aval, il sert à dissiper l'énergie présente dans l'eau circulant dans le canal de décharge et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

- $1.0 \leq Fr \leq 1.7$  Ressaut ondulé.
- $1.7 < Fr \leq 2.5$  Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2.5 < Fr \leq 4.5$  Ressaut oscillant.
- $4.5 < Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).
- $9 > Fr$  Ressaut fort (Écoulement très turbulent).

Pour notre cas :  $2.5 < Fr = 3.77 \leq 4.5$  ; donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

➤ **Choix du bassin de dissipation**

D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation »  
 $2.5 < Fr \leq 4.5$

On choisit **un bassin de type I**

➤ **Calcul le tirant d'eau aval :**

Connaissant le nombre de Froude, on tire le rapport à partir de l'abaque dans l'annexe V :

$$\frac{y_2}{y_1} = 4,9 \Rightarrow y_2 = \mathbf{10.88\ m}$$

Avec :

- $y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)
- $y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

➤ **Longueur du bassin :**

A partir de l'abaque dans l'annexe V :

$$\frac{L}{y_2} = 5,7 \Rightarrow L = 62\ m ; \text{ On prend : } \mathbf{L = 62\ m}$$

➤ **Dimensionnement des blocs de chute:**

$$h_1 = e_1 = y_1 = 2,22\text{m}$$

Avec  $h_1$  : La hauteur du bloc de chute.

$e_1$  : L'épaisseur du bloc de chute.

➤ **Dimensionnement des blocs de chicane :**

**Tableau V.06 :** Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs (m)	$\mathbf{h_1=2 \times y_1}$	4,44
La largeur des blocs (m)	$\mathbf{W < y_1}$	1,5
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	$\mathbf{E=2.5W}$	3,75

**1.4.4. Canal de restitution**

A la sortie du bassin d'amortissement, un canal de fuite a été projeté pour restituer les eaux de crues au cours d'eau original. C'est un canal en enrochement de forme trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de 0.5 %.

**a. La hauteur critique**

Pour un canal trapézoïdale, la hauteur critique se calcul par la formule suivante :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{K \times m}{b}$$

AN :  $K = 3.5$  ,  $\sigma = 0.152$

$$h_{cr} = 3.32 \text{ m}$$

**m** : fruit des talus du canal de fuite,  $m = 1$

**b. La pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots (V.21)$$

Avec :

- $I_{cr}$  : pente critique
- $R_{cr}$  : rayon critique ;  $R_{cr} = 2.38 \text{ m}$
- $S_{cr}$  : section critique ;  $S_{cr} = 50.86 \text{ m}^2$
- $P_{cr}$  : périmètre critique ;  $P_{cr} = 21.39 \text{ m}$
- $C_{cr}$  : coefficient de Chézy ;  $C_{cr} = 46.21 \text{ m}^{-6}$
- $n$  : coefficient de rugosité,  $n = 0.025$

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0.016$$

**c. Profondeur normale dans le canal**

La profondeur normale du canal est donnée par la formule suivante :

$$Q = S C \sqrt{R I} \dots\dots\dots (V.22)$$

Nous avons :

$$S_c = m h_n^2 + b h_n \dots\dots\dots (V.23)$$

$$P_c = b + 2 h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (V.24)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative :

$$Q = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}} (m h_n^2 + b h_n)^{\frac{5}{2}} (2 h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (V.25)$$

On trouve :  $h_n = 3.164 \text{ m}$

**d. Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m h_n^2 + b h_n} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$V = 9.79 \text{ m/s}$$

### 1.4.5. Hauteurs des murs bajoyers

La hauteur des murs bajoyers est déterminée par la relation suivante :

$$h_m = h + R \dots\dots\dots (V.27)$$

Avec

- $h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en (m).
- $h$  : tirant d'eau (m),
- $R$  : Revanche de sécurité (m) donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \dots\dots\dots (V.28)$$

- $V$  : la vitesse (m/s).

**Tableau V.07** : récapitulatif des résultats.

	h (m)	V (m/s)	R (m)	<b><math>h_m</math> (m)</b>
<b>Hauteur des murs à l'entrée du déversoir</b>	2	3.13	0.81	<b>2.81</b>
<b>Hauteur au début du coursier</b>	5.17	7.11	0.88	<b>6.05</b>
<b>Hauteur à la fin du coursier</b>	2.22	17.62	0.97	<b>3.2</b>

## 2. Ouvrage de prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination, en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

### 2.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau II.28, Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois de Juillet :

$$V_{max} = 4,08 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{4.08 \times 10^6}{30 \times 3600 \times 12} = 3.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 12 heures par jour pendant 30 jours.

### 2.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (V.29)$$

Avec :  $\mu$  : Coefficient de débit ;  $\mu = 0.3$ ;

$S$  : Section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

$H$  : charge d'eau minimale,  $H=3 \text{ m}$

On trouve :  $S = 1,369 \text{ m}^2$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$D = 1,32 \text{ m}$$

### 2.3. Correction de coefficient de débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (V.30)$$

Avec :

$\sum \xi$ : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Pertes de charges linières :

$$\xi_L = \frac{\lambda L}{D} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{125 \times n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

$n$  : Coefficient de rugosité ;  $n = 0.015$ ;

$D$  : Diamètre de la conduite ;  $D = 1.32 \text{ m}$  ;

$L$  : Longueur de la conduite de prise d'eau en m ;  $L = 50 \text{ m}$ .

$$\xi_L = 0,97 \text{ m}$$

Généralement les pertes de charges singulières estimées à 15% des pertes de charges linières.

Alors : 
$$\sum \xi = 1,115 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.115}} = 0.697$$

$$\Rightarrow S = 0.597 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow D = 872 \text{ mm}$$

Nous prenons le diamètre normalisé :

$$D = 900 \text{ mm}$$

### 2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S \dots\dots\dots (V.31)$$

$$V = 3,5 \text{ m/s}$$

## 3. Vidange de fond

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval ...).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire.
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés).
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage.

La vidange de fond permettra l'envasement de la retenue, L'entrée sera implantée à la cote (545,00) (environ 3 m au-dessus du thalweg de l'oued), où le volume de stockage est presque

nul. Ceci signifie que les ouvrages de prise et de vidange de fond domineront presque totalement la capacité de la retenue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange du volume stocké en 30 jours, et permet l'envasement de la retenue pendant 75 jours.

L'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond et de prise d'eau et cela pour des raisons d'économie.

### 3.1. Calcul du débit de vidange

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile du barrage et du débit moyen entrant au barrage durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (V.32)$$

$V_u$  : volume utile en  $m^3$ ;

$T$  : Temps de vidange en jours,  $T=30$  jours

$Q_r$  : Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (pris égal au débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = \frac{23,22 \times 10^6}{30 \times 24 \times 3600} + \frac{20 \times 10^6}{31.536 \times 10^6}$$

$$Q_{vf} = 9,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

En utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (V.33)$$

Avec :

$Q_{vf}$  : débit de vidange ( $m^3/s$ )

$\mu$  : coefficient de débit  $\mu \in (0.8 \div 0.85)$ , nous prenons  $\mu=0,80$ .

$S$  : section de la conduite ( $m^2$ )

$h$  : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval ( $m$ ).  $h = 17.5 \text{ m}$ .

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots (V.34)$$

$$S = 0.648 \text{ m}^2$$

Alors :  $D = 908 \text{ mm}$

Nous prenons :

**$D = 1 \text{ m}$**

### 3.3. Correction de coefficient de débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi}} \dots\dots\dots (V.35)$$

Avec :

$\sum \xi$ : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

- Pertes de charges linières :

$$\xi_L = \frac{\lambda L}{D} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{80 \times n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

$n$  : Coefficient de rugosité ;  $n = 0.014$ ;

$D$  : Diamètre de la conduite ;  $D = 1 \text{ m}$  ;

$L$  : Longueur de la conduite de la vidange de fond en m ;  $L = 16 \text{ m}$ .

$$\xi_L = 0,256 \text{ m}$$

- Pertes de charges singulières :

$$\xi_s = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}} + \xi_{\text{vanne}} + \xi_{\text{grille}} \dots\dots\dots (\text{V.36})$$

$$\xi_{\text{entrée}} = 0.3\text{m} ; \quad \xi_{\text{sortie}} = 1\text{m} ; \quad \xi_{\text{vanne}} = 0.35\text{m} ; \quad \xi_{\text{grille}} = 0.25\text{m}$$

$$\xi_s = 1.9\text{m}$$

$$\sum \xi = 2.156\text{m} \quad \text{Ce qui nous donne : } \mu = 0.563$$

Le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

$$D = 1.08 \text{ m}$$

Nous adoptons le diamètre normalisé :

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

### 3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V = Q_{\text{vf}}/S \dots\dots\dots (\text{V.37})$$

$$V = 8,5 \text{ m/s}$$

## 4. Définition du profil type du tronçon central en béton

Le tronçon central du barrage est en béton et comprend l'évacuateur de crues, le vidange de fond et les prises d'eau aux niveaux (547) et (554).

Le tronçon central est une structure du type béton poids avec 85.50 m de largeur total, 75 m pour l'évacuateur de crues et 10,5 m pour la structure que comprennent les prises d'eau et la vidange de fond.

La crête de l'évacuateur de crues est fixée au niveau (559.5) et la hauteur maximale dessus la fondation est d'environ 21.8m.

Les fruits amont et aval des parements sont respectivement 1V:0.2H et 1V:1H.

Pour réduire les sous pressions, la structure est dotée d'une galerie de drainage qui permet également, si nécessaire, d'effectuer des injections pour le traitement de la fondation.

La longueur totale des murs latéraux de confinement est de 97 m et le volume total de béton à mettre en place sera de l'ordre de 37 000 m<sup>3</sup>.

## **Conclusion**

La prise d'eau et la vidange de fond constituent les ouvrages de dérivation de la retenue de Koudiat Ben Aida.

Le système hydraulique de la prise d'eau et de la vidange de fond permettra la dérivation de l'eau dans la retenue jusqu'aux réseaux d'irrigation en aval et sera dimensionnée pour un débit maximal de  $3.15 \text{ m}^3/\text{s}$ .

# Organisation de chantier

## Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Koudiat Ben Aida tout en assurant :

- ✓ Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- ✓ La rapidité des diverses opérations.
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- ✓ Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

## 1. Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

## 2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

Un chantier, c'est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Il est limitée dans l'espace et dans le temps.

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

### 2.1.Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### 2.2.Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire tel que la résistance, le temps de prise.

Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Ils doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable. Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation.

Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le béton utilisé soit de caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exacts des différents constituants d'autre part, assuré une fabrication rationnelle et contrôlée.

### **2.3.Installations destinées à la réparation des engins**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### **2.4.Installation destinée pour la préfabrication**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

### **2.5.Installations électriques**

L'alimentation du barrage sera établie, par intermédiaire d'une ligne aérienne de moyenne tension du réseau local, qui alimentera un transformateur aérien, situé à proximité du bâtiment électrique.

### **2.6.Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier**

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

#### **➤ Le maître de l'ouvrage**

C'est une personne physique ou morale qui est l'ANBT pour la quelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

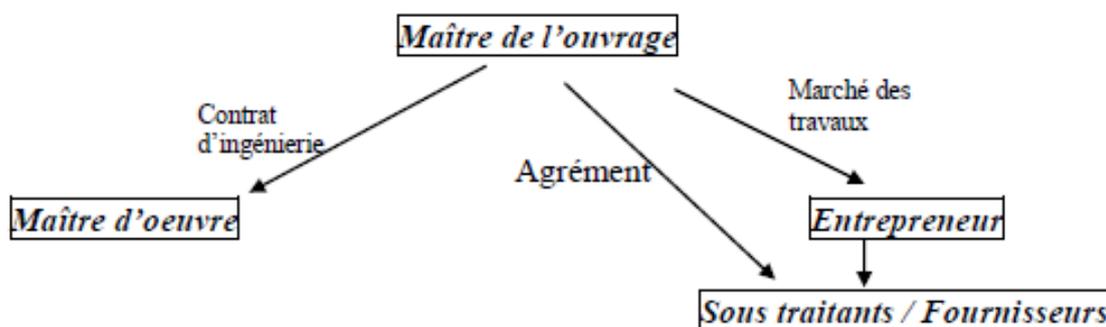
#### **➤ Le maître d'œuvre**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte. Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

### ➤ L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Figure suivante :



**Figure.01** : Le lien contractuel entre les intervenants sur chantier.

## 3. Travaux de réalisation

### 3.1. Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

### 3.2. Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

### 3.3. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

## 4. Moyens du chantier

### 4.1. Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes.

### 4.2. Les engins de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions se fait appel aux engins suivants :

- **Bulldozer** : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- **Chargeur (à pneus et à chenilles)** : pour le chargement des déblais.
- **Camion benne** : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- **Pelle hydraulique** : Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet)..
- **Décapeuse** : Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.
- **Pompe immergée** : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- **Camion-citerne** : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- **Grue à portique** : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- **Camion malaxeur** : pour le transport de béton.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

-**Les compacteurs à pneus** : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol. C'est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »

-**Les compacteurs à rouleaux vibrant** : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

-**Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton)** : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

#### 4.3. Le matériel des bétonnages

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation....).

### 5. Planification

#### 5.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

#### 5.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau,
- Méthodes basées sur le graphique.

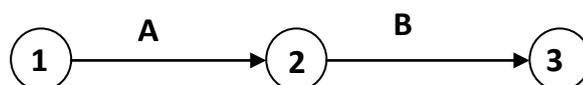
#### 5.3. Méthodes basées sur le réseau

##### ➤ Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, Convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

##### ❖ Réseau à flèches

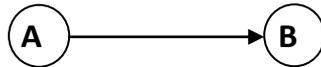
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

### ❖ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

#### ➤ Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (06) opérations suivantes :

##### ▪ Établissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

##### ▪ Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

#### ➤ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

#### ➤ Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

#### ➤ Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

- Collection des informations.
- Décomposition du projet.
- Définition de la relation entre les tâches.

- Attribution des durées.
- Construction du réseau.

### 1- les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

- TR: Temps de réalisation.
- DCP: Date de commencement au plus tôt.
- DCP: Date de commencement au plus tard.
- DFP: Date de finition au plus tôt.
- DFPP: Date de finition au plus tard.
- MT: Marge totale.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

$$\mathbf{DFP = DCP + TR}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - TR}$$

### 2- 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 :

$$MT = 0$$

$$\Sigma TR_{C.C} = DTP$$

### 3- Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- a) Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- b) Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

Il existe trois types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard (PTPP)**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (Plus  conomique).

- **Plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

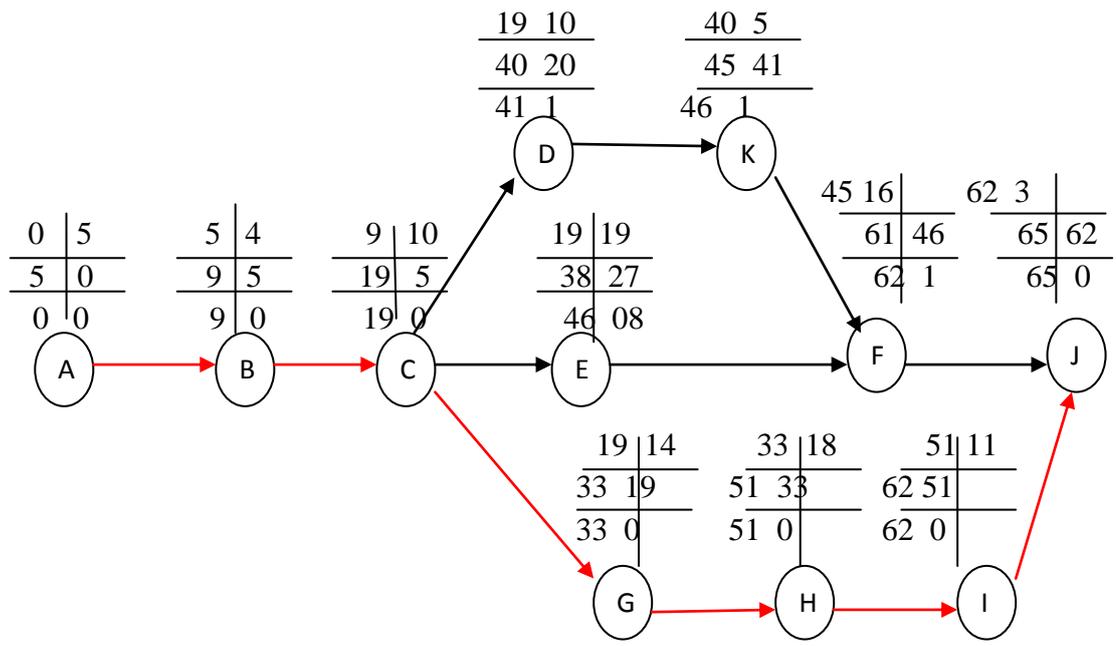
## 6. Programme de travaux

Le programme de travaux pour la construction du réservoir et de transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux.

Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

**Tableau VI.01** : Liste et symbole des opérations

<b>Tavaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Durées (mois)</b>
Installation de chantier	A	5
Route d'accès du barrage et pistes de chantier	B	4
Excavation du barrage	C	10
Prise d'eau et Vidange de fond	D	21
Évacuateur de crues	E	19
Équipements hydromécaniques	K	5
Travaux de bétonnage	F	16
Batardeau amont et aval	G	14
Construction de la digue : Recharge du barrage et du noyau	H	18
Dispositif contre les infiltrations	I	11
Travaux de finition et mise en eau.	J	3



**Figure.01** : Réseau à nœuds





## 7. Détermination du chemin critique

$$DTR = \Sigma TR = 5+4+10+14+18+11+3 = \mathbf{65 \text{ mois}}$$

## 8. Devis estimatif

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage...etc.

**Tableau VI.02 : Devis estimatif de la digue**

Description	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Débroussaillage	m <sup>2</sup>	14 631 000	50.00	731550000
Excavation	m <sup>3</sup>	28 444	450.00	12799800
Noyau	m <sup>3</sup>	407 810	1000.00	407810000
Recharges	m <sup>3</sup>	774 587	1800.00	1394256600
Rip-Rap	m <sup>3</sup>	71 168	2300.00	163686400
Filtre	m <sup>3</sup>	116 281	2600.00	302330600
Drain	m <sup>3</sup>	49 783	2600.00	129435800
Paroi moulée	m <sup>3</sup>	26506	7500	198795000
<b>Montant total (DA)</b>				<b>3340664200</b>

**Tableau VI.03 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue**

Description	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Excavation : Terrain meuble	m <sup>3</sup>	16 236	450.00	7306200
Excavation : Terrain rocheux	m <sup>3</sup>	5 412	900.00	4870800
Enrochement de protection	m <sup>3</sup>	300	2000.00	600000
Béton armé	m <sup>3</sup>	28 709	35000.00	1004815000
<b>Montant total (DA)</b>				<b>1017592000</b>

**Tableau VI.04 : Vidange de fond et prise d'eau**

Description	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Excavation : Terrain meuble	m <sup>3</sup>	5 195	450.00	2337750
Excavation : Terrain rocheux	m <sup>3</sup>	577	900.00	519300
Béton armé	m <sup>3</sup>	8 182	35000.00	286370000
Équipement hydromécanique	u	1	28150	28150
<b>Montant total (DA)</b>			<b>289255200</b>	

Le coût total de l'ouvrage s'élève à :

$3340664200 + 1017592000 + 289255200 = 4647511400$  DA

Montant total de la retenue : **4 647 511 400.00 DA**

### **Conclusion**

L'objet de ce chapitre est la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction. Malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

La durée totale du marché de construction sera de 65 mois à partir de l'adjudication du marché jusqu'à la fin de la démobilisation de l'entreprise.

Le prix d'évaluation global barrage Koudiat Ben Aida est **4 647 511 400.00 DA**.

## CONCLUSION GENERALE

À travers ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution du barrage Koudiat Ben Aida, qui sera construit sur l'oued El Ham, dans la Wilaya de M'sila et créera une retenue avec capacité de stockage significative, laquelle permettra la régularisation interannuelle des apports des oueds El Ham et Sbisseb. Le débit régularisé ainsi obtenu sera utilisé pour l'AEP et l'irrigation de la vallée en aval.

D'après les études géologiques, géotechniques du site, les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue en matériaux locaux zonées de 21.8 m de haut correspondants à un volume du réservoir de l'ordre 45 Mm<sup>3</sup>.

Un calcul de la stabilité des talus de la digue a été effectué selon la méthode Fellenius qui repose sur le principe des tranches.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type central, placé sur un tronçon en béton, d'une largeur déversante égale à 75 m et une lame déversante de deux mètres.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte de 554 m NGA et de diamètre de 900 mm.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques, dans notre cas la solution est une vidange de fond en acier de 1.2 m de diamètre.

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité, le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.

# Références bibliographiques

**ROLLEY, R. 1977.**Techniques des barrages en aménagement rural.

**M. HASSANE (1998)** Extrait de cours d'ouvrages hydrotechniques, ENSH(Blida).

**TOUABIA.B. 2001.**Régularisation des débits. ENSH Blida.

**TOUAIBIA. B (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

**SCHLEISS.A.J. 2011.** Les barrages du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires Romandes.

**Maalel, K. & Hafsia, Z. (2012)** Ouvrages hydrauliques. Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.

**MIHOUBI, M.K. (2013)** Ouvrages Hydrotechniques.. ENSH. Blida.

**CIGB :** Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles.

# ANNEXE I

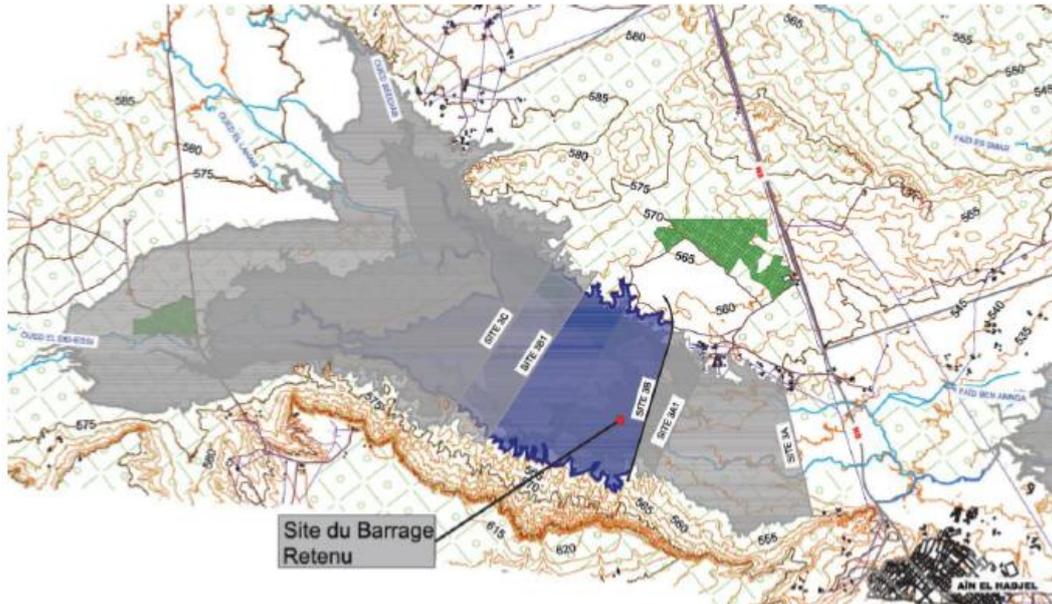


Figure 01 - Situation et accès au site de barrage.

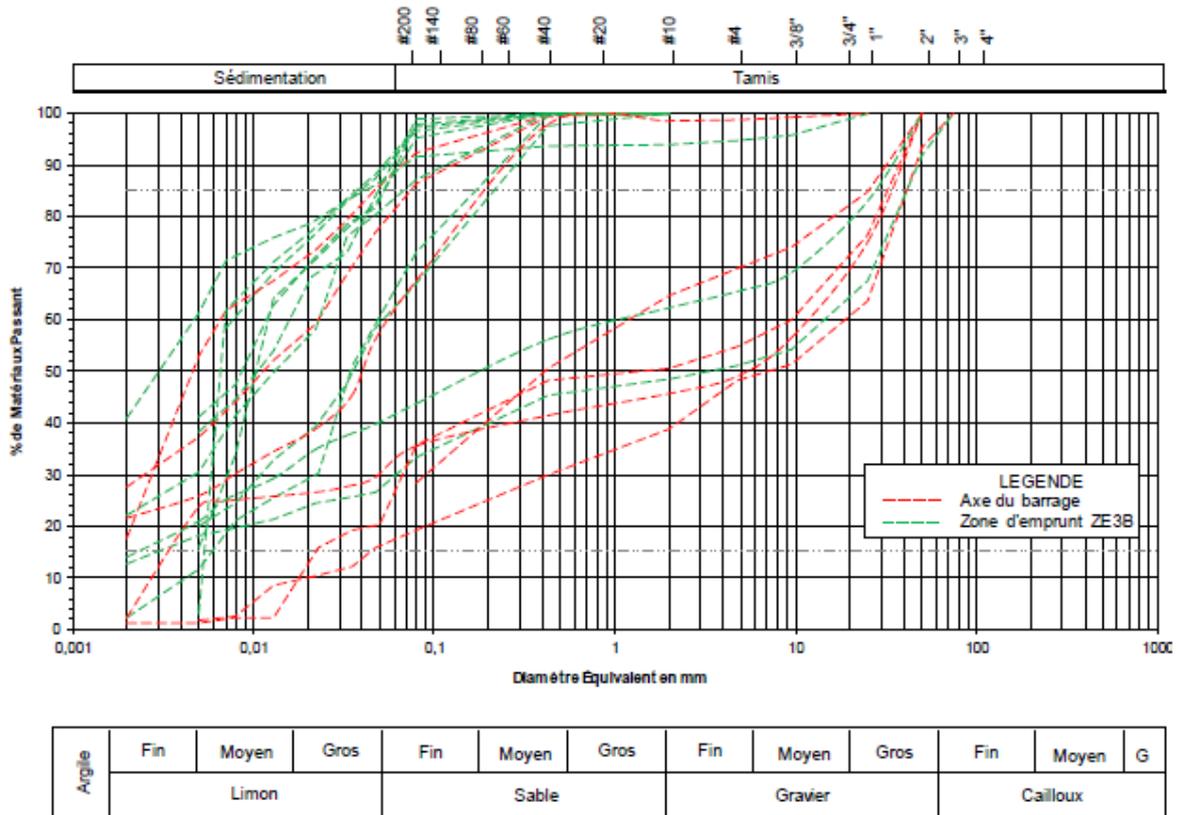


Figure 02 - Courbes granulométriques des dépôts de terrasse argileuse et axe du barrage.



**Figure 03** - Limon argileux du Quaternaire sur les berges de l'oued El Ham.



**Figure 04**- Alternance argilo-graveleuse du Pliocène.



**Figure 05**- Marnes du Miocène.

# ANNEXE II

**Tableau.01** : Valeurs mensuelles et annuelles des précipitations, mm : Poste météorologique à Souk-Ahras. (120101).

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Tot
1967	0	0	0	0	6.4	9.6	19.2	12.8	17.5	13.8	2.2	6.4	87.9
1968	0	0	5.5	13.8	12.5	31.3	17.3	41.3	11.5	28.2	0	2.8	164.2
1969	13.3	26	16.3	3.7	10.7	1.8	17	11.7	3.5	15.8	6.3	2.8	128.9
1970	16.8	14.5	9.4	5.1	16	0	25.8	10.9	11.4	0	6.4	0.3	116.6
1971	8.8	3.5	34.6	12	52.5	10.5	16.7	2.8	30.1	8.1	1.5	0	181.1
1972	12.4	19.5	8.2	132.6	3.1	3.7	11	14.9	0	16.8	1.4	1.4	225
1973	12	0	5.5	6.9	0	12.4	14.5	8.8	22.5	7.6	0	6.8	97
1974	3.3	21.8	7.6	0	6.6	7.9	13.2	2.2	17.3	18.5	0	13.4	111.8
1975	11.4	0	10.8	8.3	5.5	17.1	5.4	15.4	12.5	18.2	26.4	8.8	139.8
1976	72.5	17.2	3.6	10.4	14.2	0	0	27.4	8.5	5.2	3.4	0	162.4
1977	16.2	6.8	23	2.2	13.8	3.2	4.3	9.2	13.8	0	0	30.1	122.6
1978	0	9.8	9.5	0	12.2	5.4	9.2	6.8	5.7	33.2	0	7.4	99.2
1979	58.8	22.8	5.3	8.4	10.9	11.6	9.8	7.8	13.8	0	0	0	149.2
1980	8.1	2.6	14.5	10.5	0	17.6	6.3	16.9	3.8	5.6	0	0	85.9
1981	5.8	3.2	0	19	15	0.6	16.4	41.4	8	4.8	1.1	0	115.3
1982	6.1	4.6	6.7	2.8	0	11.9	0	9.2	9	3.8	3.7	11.6	69.4
1983	0	0	9.8	0	7.2	11.6	17.6	8.8	1.5	5.2	0	11.2	72.9
1984	2.2	13.8	6.8	5.8	8.2	18.7	4.9	0	5.6	3.8	11.6	0	81.4
1985	3.6	8.8	17.9	4.8	9.2	4.8	59.6	0	4.2	14.6	0	0	127.5
1986	9.8	27.5	9.5	3.9	11.5	10.4	12	0	7.2	9.8	4.2	5.6	111.4
1987	5.4	11.6	8.5	9.7	1.4	6.7	5.5	8.4	5.4	6.8	0	0	69.4
1988	3.3	4.2	3.4	13.3	0	2.1	0	2.8	5.2	3.8	0	20	58.1
1989	53.8	9.5	5.8	12.9	22.5	0	18.8	14.3	18.8	20.8	11.8	15.6	204.6
1990	3.7	0	9.6	11.5	8.2	7.6	17.5	3.2	8.2	2.5	0	0	72

1991	26.5	12.5	7.1	5.6	12.4	2.2	9.4	9.9	25.4	7.5	5.6	0	124.1
1992	9.8	5.4	14.5	11.1	0	5.6	4.1	9.1	13	4.5	0	21.7	98.8
1993	16.9	2.4	4.6	12.3	7.6	12.8	0	7.5	1.4	0	0	1.4	66.9
1994	17.8	15	36.7	6.5	19.3	0	26	0	0	9.5	0	0	130.8
1995	30	16.5	10.5	16.7	16	19.5	18.4	13.7	6.5	40	12	5.5	205.3
1996	9.6	2.2	6.5	9.5	8.7	9.5	0	10.1	22.5	0	0	9	87.6
1997	15	8.6	10	2.6	4.3	15.8	0	4.3	15.8	2.1	0	0	78.5
1998	10.2	12.4	7.3	5.2	19.1	4.2	14.3	0	35.3	4.5	0	5.4	117.9
1999	18.4	12.2	3.6	6.2	0	0	6.4	6	8.1	0	0	0	60.9
2000	51.2	50	5.2	5.2	12.1	0	0	15.6	1.3	0	0	0	140.6
2001	10.5	3.8	3.2	5.4	9.2	10.7	7.2	6	17.2	12.2	0	6.4	91.8
2002	6.1	0	11.9	17.1	16.2	6.3	3.2	16.5	2.3	9.7	2.1	3.6	95
2003	9.5	19.6	16.3	12.7	4.2	11.2	11.3	27.3	40.6	0	4.5	12	169.2
2004	8.2	4.3	4.3	11.8	1.2	10.9	3.5	3.8	0	5.6	2.2	0	55.8
2005	9.2	20.2	14.6	8.5	50.5	15	0	20	21.7	2.4	2.4	0	164.5
2006	1.4	0	39.3	4.6	12.2	4.5	28.6	17.3	8.2	2.4	0	0	118.5
2007	62.4	11.5	4.5	1.6	8.5	20.6	5.1	7.7	11	11.2	0	12.3	156.4
2008	22.8	11.9	4.1	9.8	6	3.8	13	9.4	0	0	0	0	80.8
2009	67.5	5.5	6.2	8.5	6.7	28.5	14.1	12.5	7.5	0	0	65.4	222.4
2010	0	17.7	8.6	3.7	11	10	18.4	17.3	24.2	4.2	0	0	115.1
2011	4.3	14.2	11.5	0	0	4.2	35.6	18.2	0	1.5	0	0	89.5

**Tableau.02** : Série des apports liquide extraite de la station hydrométrique 050501.

<b>Année</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Déc</b>	<b>Jan</b>	<b>Fév</b>	<b>Mar</b>	<b>Avril</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juill</b>	<b>Aout</b>	<b>total</b>
1955	8.43	23.34	0.53	1.53	1.85	6.05	7.18	1.59	10.69	0.14	0.17	0.14	61.64
1956	0.14	11	0.29	0.29	0.29	0.27	0.29	0.47	2.14	0.29	0.21	0.21	15.89
1957	0.6	11.84	3.35	49.31	91.41	18.57	25.56	2.25	0.12	0.09	0.09	0.09	203.28
1958	0.09	3.9	0.44	0.08	0.07	0.05	0.28	0.09	0.47	0.16	0.07	2.26	7.96
1959	6.4	1.7	2.71	1.83	0.84	1.04	0.31	1.39	0.08	1.67	0.22	11.03	29.22
1960	0.06	0.06	0.06	0.06	19.24	2.3	0.18	0.18	0.19	0.2	1.24	1.39	25.16
1964	0.13	0.13	0.14	5.33	26.08	2	2.27	0.27	0.28	0.23	0.22	0.3	37.38
1965	0.36	19.65	1.57	0.89	0.62	0.41	0.35	0.34	0.57	0.34	0.4	0.35	25.85
1966	0.48	6.45	0.14	0.14	0.14	0.24	0.14	0.13	1.33	0.11	0.11	0.08	9.49
1967	4.9	0.13	8.25	22.73	2.11	0.18	8.71	0.34	0.31	0.16	0.51	0.93	49.26
1968	0.21	0.19	0.18	0.48	0.3	0.19	2.06	11.57	0.41	1.2	0.17	0.81	17.77
1969	3.04	34.62	2.79	22.42	14.89	1.74	1.03	2.02	0.57	1.23	0.28	0.19	84.82
1970	0.16	3.78	0.26	0.26	0.56	0.21	0.9	0.2	0.17	0.14	0.14	0.11	6.89
1971	0.67	0.19	14.85	18.97	74.04	19.92	11.87	3.01	3.16	1.26	0.23	0.23	148.4
1972	1.35	1.97	0.23	0.53	5.08	8.52	5.66	1.63	0.34	1.12	0.4	0.18	27.01
1973	0.3	0.16	0.15	0.14	0.14	0.56	8.46	7.94	0.93	0.42	0.18	0.26	19.64
1974	0.69	2.05	0.19	0.18	0.22	0.55	1.71	0.24	1.5	1.09	0.2	1.05	9.67
1975	4.91	0.22	0.44	2.94	0.33	3.12	0.43	0.39	4.41	34.23	5.51	15.71	72.64
1976	18.66	3.18	0.83	0.27	9.84	0.27	0.27	0.34	0.26	0.22	0.16	0.02	34.32
1977	0.29	0.27	0.39	0.42	0.51	0.39	0.39	3.47	0.32	0.28	0.22	0.59	7.54
1978	0.25	2.82	0.36	0.29	3.61	0.25	4.92	1.45	0.34	1.41	0.24	0.49	16.43
1979	28.29	1.72	0.33	0.3	1.52	0.35	1.27	1.5	0.32	0.27	0.24	0.29	36.4
1980	1.08	0.32	0.98	1.28	0.29	1.51	0.36	0.88	0.3	0.19	0.17	0.14	7.5
1981	0.16	0.19	0.14	0.79	0.81	0.83	7.5	0.98	1.93	0.34	0.22	0.31	14.2
1982	0.4	0.57	0.52	0.6	0.36	0.24	0.24	0.21	0.18	0.24	0.13	11.86	15.55
1983	0.16	0.19	0.2	0.31	0.27	0.34	0.44	0.31	0.39	0.4	0.33	1.68	5.02

1984	0.39	0.59	7.15	0.36	0.63	1.8	0.63	0.27	3.29	0.58	0.26	0.24	16.19
1985	0.88	12.72	155.5	0.27	0.3	0.3	32.95	0.37	0.37	0.21	0.15	0.31	204.33
1986	1.39	32.38	0.22	0.27	0.66	7.04	0.46	0.87	0.22	1.62	0.96	32.73	78.82
1987	0.8	5.23	19	1.23	0.2	0.21	0.73	0.84	0.33	0.27	0.34	0.24	29.42
1988	0.31	0.25	2.25	4.07	0.26	0.42	0.19	0.23	15.81	30.87	0.23	0.85	55.74
1989	3.55	0.26	0.26	0.34	0.33	0.36	0.47	0.38	0.34	0.31	0.31	0.2	7.11
1990	0.27	0.47	1.91	4.3	0.5	0.79	1.14	1.41	0.85	0.94	0.36	0.4	13.34
1991	3.98	35.98	1.04	0.32	3.67	0.26	0.3	4.79	11.91	0.81	0.66	0.16	63.88
1992	0.19	0.19	5.39	0.36	0.32	0.29	0.27	0.39	1.85	0.39	0.4	0.42	10.46
1993	24.04	0.31	0.96	1.53	0.29	0.27	0.41	0.29	0.29	0.28	0.29	0.29	29.25

# ANNEXE III

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 49.02m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-3	2.31	8.61	0	-0.3	0.95	53.10	-15.93	50.66	2.34	11.02	0.53	26.85	8.61	20.18	10.70	39.25	333.49
-2	5.03	9.65	0	-0.2	0.98	129.60	-25.92	126.98	4.52	21.25	0.53	67.30	9.65	43.63	23.12	39.25	813.89
-1	5.03	12.26	0	-0.1	0.99	164.65	-16.47	163.83	4.22	19.84	0.53	86.83	12.26	51.75	27.43	39.25	1034.02
0	5.03	14.87	0	0.0	1.00	199.71	0.00	199.71	4.16	19.53	0.53	105.84	14.87	61.80	32.75	39.25	1254.15
1	5.03	17.48	0	0.1	0.99	234.76	23.48	233.58	4.85	22.81	0.53	123.80	17.48	84.85	44.97	39.25	1474.28
2	5.03	20.61	0	0.2	0.98	276.79	55.36	271.20	5.00	23.50	0.53	143.74	20.61	103.03	54.61	39.25	1738.27
3	5.03	21.80	0	0.3	0.95	292.78	87.83	279.29	5.23	24.56	0.53	148.02	21.80	113.93	60.38	39.25	1838.63
4	5.03	21.39	0	0.4	0.92	287.27	114.91	263.29	5.54	26.05	0.53	139.54	21.39	118.54	62.83	39.25	1804.05
5	5.03	19.30	0	0.5	0.87	259.20	129.60	224.47	6.52	30.66	0.53	118.97	19.30	125.89	66.72	39.25	1627.78
6	5.03	16.95	0	0.6	0.80	227.64	136.58	182.11	7.02	33.01	0.53	96.52	16.95	119.04	63.09	39.25	1429.58
7	5.03	13.82	0	0.7	0.71	185.60	129.92	132.55	9.56	9.56	0.53	70.25	13.82	132.15	70.04	39.25	1165.59
8	5.03	12.78	3.4	0.8	0.60	216.96	173.57	130.17	7.57	7.57	0.38	49.47	3.40	25.73	9.78	39.25	1362.49
<b>somme</b>							792.93			249.35		1177.13					15876.24

<b>Kss</b>	<b>1.79</b>
<b>Kas</b>	<b>1.27</b>

## Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 37.18m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-2	1.70	7.12	0.00	-0.20	0.98	32.32	-6.46	31.66	3.02	14.17	0.53	16.78	7.12	21.47	11.38	35.95	185.89
-1	4.12	8.42	0.00	-0.10	0.99	92.62	-9.26	92.16	6.09	28.60	0.53	48.84	8.42	51.24	27.16	35.95	532.77
0	4.12	10.22	0.00	0.00	1.00	112.42	0.00	112.42	8.53	40.10	0.53	59.58	10.22	87.20	46.21	35.95	646.66
1	4.12	12.50	0.00	0.10	0.99	137.51	13.75	136.82	8.52	40.05	0.53	72.51	12.50	106.51	56.45	35.95	790.93
2	4.12	16.54	0.00	0.20	0.98	181.95	36.39	178.27	8.37	39.32	0.53	94.48	16.54	138.36	73.33	35.95	1046.56
3	4.12	19.82	0.00	0.30	0.95	218.03	65.41	207.99	7.70	36.18	0.53	110.23	19.82	152.57	80.86	35.95	1254.10
4	4.12	20.13	0.00	0.40	0.92	221.44	88.58	202.95	8.15	38.30	0.53	107.56	20.13	164.04	86.94	35.95	1273.71
5	4.12	20.08	0.00	0.50	0.87	220.89	110.44	191.29	8.83	41.49	0.53	101.39	20.08	177.25	93.94	35.95	1270.55
6	4.12	18.45	0.00	0.60	0.80	202.96	121.77	162.37	9.90	46.54	0.53	86.05	18.45	182.69	96.83	35.95	1167.41
7	4.12	15.58	0.00	0.70	0.71	171.39	119.97	122.39	11.84	55.63	0.53	64.87	15.58	184.40	97.73	35.95	985.81
8	4.12	12.96	0.00	0.80	0.60	142.57	114.05	85.54	5.60	26.33	0.53	45.34	12.96	72.59	38.47	35.95	820.03
<b>somme</b>							654.64			406.70		807.65					9974.43

<b>Kss</b>	<b>1.85</b>
<b>Kas</b>	<b>1.31</b>

## Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 22.58m)

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
-2	3.07	1.73	0	-0.20	0.98	10.89	-2.18	10.67	3.13	3.27	0.75	8.00	1.73	5.42	4.07	19.95	43.44
-1	7.05	5.18	0	-0.10	0.99	74.86	-7.49	74.49	7.09	24.80	0.75	55.87	5.18	36.70	27.53	19.95	298.71
0	7.05	7.89	0	0.00	1.00	114.03	0.00	114.03	7.05	24.68	0.75	85.52	7.89	55.62	41.72	19.95	454.98
1	7.05	9.91	0	0.10	0.99	143.22	14.32	142.51	7.09	24.80	0.75	106.88	9.91	70.22	52.66	19.95	571.46
2	7.05	11.21	0	0.20	0.98	162.01	32.40	158.74	7.20	25.18	0.75	119.05	11.21	80.66	60.50	19.95	646.43
3	7.05	11.76	0	0.30	0.95	169.96	50.99	162.13	7.39	25.87	0.75	121.60	11.76	86.91	65.18	19.95	678.15
4	7.05	11.50	0	0.40	0.92	166.20	66.48	152.33	7.69	26.92	0.75	114.25	11.50	88.46	66.35	19.95	663.15
5	7.05	10.31	0	0.50	0.87	149.01	74.50	129.04	8.14	28.49	0.75	96.78	10.31	83.93	62.95	19.95	594.53
6	7.05	8.04	0	0.60	0.80	116.20	69.72	92.96	8.81	30.84	0.75	69.72	8.04	70.85	53.14	19.95	463.63
7	5.74	4.39	0	0.70	0.71	51.66	36.16	36.89	8.04	28.13	0.75	27.67	4.39	35.29	26.46	19.95	206.11
<b>somme</b>							334.91			242.99		805.34			460.55		4620.60

<b>Kss</b>	<b>1.75</b>
<b>Kas</b>	<b>1.08</b>

## Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=50.02 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-1	2.69	2.35	0	-0.10	0.99	16.88	-1.69	16.79	6.52	33.26	0.53	8.90	2.35	15.32	8.12	48	129.63
0	5.23	6.26	0	0.00	1.00	87.42	0.00	87.42	6.56	33.44	0.53	46.33	6.26	41.04	21.75	48	671.35
1	5.23	6.65	0	0.10	0.99	92.86	9.29	92.40	6.76	34.49	0.53	48.97	6.65	44.97	23.83	48	713.17
2	5.23	12.34	0	0.20	0.98	172.32	34.46	168.84	6.52	33.27	0.53	89.48	12.34	80.49	42.66	48	1323.39
3	5.23	17.86	0	0.30	0.95	249.40	74.82	237.91	7.67	39.11	0.53	126.09	17.86	136.97	72.59	48	1915.38
4	5.23	20.51	0	0.40	0.92	286.40	114.56	262.49	7.23	36.89	0.53	139.12	20.51	148.35	78.62	48	2199.58
5	5.23	21.62	0	0.50	0.87	301.90	150.95	261.46	8.27	42.15	0.53	138.57	21.62	178.69	94.71	48	2318.62
6	5.23	14.56	0	0.60	0.80	203.32	121.99	162.65	9.57	48.80	0.53	86.21	14.56	139.31	73.83	48	1561.48
7	5.23	12.85	0	0.70	0.71	179.44	125.61	128.14	12.65	64.54	0.53	67.92	12.85	162.60	86.18	48	1378.09
somme							629.99			365.93		751.59					12210.70

<b>Kss</b>	<b>1.77</b>
<b>Kas</b>	<b>1.28</b>

## Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=42.38 m)

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	1.54	0.69	0	-0.30	0.95	2.84	-0.85	2.71	1.66	8.48	0.53	1.43	0.69	1.15	0.61	40	18.16
-2	4.96	3.85	0	-0.20	0.98	50.99	-10.20	49.96	6.57	33.48	0.53	26.48	3.85	25.28	13.40	40	326.31
-1	4.96	8.40	0	-0.10	0.99	111.24	-11.12	110.69	6.47	32.97	0.53	58.66	8.40	54.31	28.78	40	711.95
0	4.96	12.29	0	0.00	1.00	162.76	0.00	162.76	6.42	32.76	0.53	86.26	12.29	78.93	41.84	40	1041.66
1	4.96	15.54	0	0.10	0.99	205.80	20.58	204.77	6.42	32.76	0.53	108.53	15.54	99.81	52.90	40	1317.12
2	4.96	18.54	0	0.20	0.98	245.53	49.11	240.57	6.57	33.48	0.53	127.50	18.54	121.72	64.51	40	1571.39
3	4.96	20.05	0	0.30	0.95	265.53	79.66	253.30	6.74	34.39	0.53	134.25	20.05	135.21	71.66	40	1699.37
4	4.96	21.22	0	0.40	0.92	281.02	112.41	257.56	7.02	35.80	0.53	136.51	21.22	148.96	78.95	40	1798.53
5	4.96	21.63	0	0.50	0.87	286.45	143.23	248.07	7.43	37.90	0.53	131.48	21.63	160.72	85.18	40	1833.28
6	4.96	20.88	0	0.60	0.80	276.52	165.91	221.21	8.05	41.04	0.53	117.24	20.88	168.02	89.05	40	1769.72
7	4.96	18.94	0	0.70	0.71	250.83	175.58	179.13	9.02	46.02	0.53	94.94	18.94	170.91	90.58	40	1605.29
8	4.96	15.19	0	0.80	0.60	201.16	160.93	120.70	10.78	54.97	0.53	63.97	15.19	163.71	86.77	40	1287.45
9	4.96	0.00	8.80	0.90	0.44	115.67	104.10	50.42	8.63	8.63	0.38	19.16	8.80	75.93	28.85	40	740.27
somme							989.33			432.68		1106.41					15720.49

<b>Kss</b>	<b>1.55</b>
<b>Kas</b>	<b>1.13</b>

## Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=32.40 m)

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	1.62	0.69	0	-0.30	0.95	2.98	-0.90	2.85	1.56	7.94	0.53	1.51	0.69	1.07	0.57	30	14.33
-2	3.78	3.85	0	-0.20	0.98	38.86	-7.77	38.07	5.52	28.16	0.53	20.18	3.85	21.26	11.27	30	186.51
-1	3.78	8.40	0	-0.10	0.99	84.78	-8.48	84.35	6.47	32.97	0.53	44.71	8.40	54.31	28.78	30	406.93
0	3.78	12.29	0	0.00	1.00	124.04	0.00	124.04	6.42	32.76	0.53	65.74	12.29	78.93	41.84	30	595.38
1	3.78	15.54	0	0.10	0.99	156.84	15.68	156.05	6.42	32.76	0.53	82.71	15.54	99.81	52.90	30	752.83
2	3.78	18.54	0	0.20	0.98	187.12	37.42	183.34	6.57	33.48	0.53	97.17	18.54	121.72	64.51	30	898.16
3	3.78	20.05	0	0.30	0.95	202.36	60.71	193.04	6.74	34.39	0.53	102.31	20.05	135.21	71.66	30	971.31
4	3.78	21.22	0	0.40	0.92	214.16	85.67	196.29	7.02	35.80	0.53	104.03	21.22	148.96	78.95	30	1027.99
5	3.78	21.63	0	0.50	0.87	218.30	109.15	189.06	7.43	37.90	0.53	100.20	21.63	160.72	85.18	30	1047.85
6	3.78	20.88	0	0.60	0.80	210.73	126.44	168.59	8.05	41.04	0.53	89.35	20.88	168.02	89.05	30	1011.52
7	3.78	18.94	0	0.70	0.71	191.15	133.81	136.51	9.02	46.02	0.53	72.35	18.94	170.91	90.58	30	917.54
8	3.78	15.19	0	0.80	0.60	153.31	122.65	91.98	10.78	54.97	0.53	48.75	15.19	163.71	86.77	30	735.87
9	2.30	0.00	8.80	0.90	0.44	53.64	48.27	23.38	8.63	8.63	0.38	8.88	8.80	75.93	28.85	30	257.45
<b>somme</b>							722.65			426.81		837.89					8823.63

<b>Kss</b>	<b>1.75</b>
<b>Kas</b>	<b>1.27</b>

## Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=48.16 m)

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	3.59	1.20	0	-0.30	0.95	4.59	-1.38	4.38	3.73	26.13	0.28	1.23	1.20	4.48	1.25	58.24	42.79
-2	6.95	4.62	0	-0.20	0.98	34.23	-6.85	33.54	6.99	48.96	0.28	9.39	4.62	32.31	9.05	58.24	318.95
-1	6.95	7.61	0	-0.10	0.99	56.38	-5.64	56.10	6.89	48.21	0.28	15.71	7.61	52.41	14.68	58.24	525.37
0	6.95	9.27	0	0.00	1.00	68.68	0.00	68.68	6.84	47.90	0.28	19.23	9.27	63.43	17.76	58.24	639.98
1	6.95	12.33	0	0.10	0.99	91.35	9.13	90.89	6.89	48.21	0.28	25.45	12.33	84.92	23.78	58.24	851.23
2	6.95	14.83	0	0.20	0.98	109.87	21.97	107.65	6.99	48.96	0.28	30.14	14.83	103.72	29.04	58.24	1023.82
3	6.95	16.49	0	0.30	0.95	122.17	36.65	116.54	7.18	50.29	0.28	32.63	16.49	118.46	33.17	58.24	1138.42
4	6.95	17.36	0	0.40	0.92	128.62	51.45	117.88	7.48	52.34	0.28	33.01	17.36	129.81	36.35	58.24	1198.49
5	6.95	17.33	0	0.50	0.87	128.39	64.20	111.19	7.91	55.40	0.28	31.13	17.33	137.16	38.40	58.24	1196.42
6	6.95	16.24	0	0.60	0.80	120.32	72.19	96.25	8.57	59.99	0.28	26.95	16.24	139.18	38.97	58.24	1121.16
7	6.95	13.28	0	0.70	0.71	98.39	68.87	70.26	9.61	67.26	0.28	19.67	13.28	127.60	35.73	58.24	916.81
8	6.95	9.43	0	0.80	0.60	69.86	55.89	41.92	11.47	80.30	0.28	11.74	9.43	108.18	30.29	58.24	651.02
9	4.95	1.53	1.53	0.90	0.44	28.29	25.47	12.33	9.49	66.44	0.28	3.45	1.53	14.52	4.07	58.24	263.66
somme							391.96			700.40		259.73			312.53		9888.13

<b>Kss</b>	<b>1.65</b>
<b>Kas</b>	<b>1.08</b>

## Stabilité pour le cas de Vidange Rapide talus amont (R=37.8 m)

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	4.25	5.52	0	-0.40	0.92	36.36	-14.55	33.33	3.24	27.50	0.32	10.66	5.52	17.86	5.72	35	203.63
-3	4.25	9.85	0	-0.30	0.95	64.89	-19.47	61.90	4.93	41.87	0.32	19.81	9.85	48.52	15.53	35	363.37
-2	4.25	10.12	0	-0.20	0.98	66.67	-13.33	65.32	4.78	40.67	0.32	20.90	10.12	48.42	15.49	35	373.33
-1	4.25	12.32	0	-0.10	0.99	81.16	-8.12	80.75	4.67	39.70	0.32	25.84	12.32	57.55	18.41	35	454.48
0	4.25	15.43	0	0.00	1.00	101.65	0.00	101.65	4.69	39.83	0.32	32.53	15.43	72.30	23.14	35	569.21
1	4.25	18.03	0	0.10	0.99	118.77	11.88	118.18	5.67	48.20	0.32	37.82	18.03	102.25	32.72	35	665.13
2	4.25	19.93	0	0.20	0.98	131.29	26.26	128.64	5.76	48.95	0.32	41.16	19.93	114.78	36.73	35	735.22
3	4.25	21.29	0	0.30	0.95	140.25	42.07	133.79	5.92	50.28	0.32	42.81	21.29	125.95	40.30	35	785.39
4	4.25	20.02	0	0.40	0.92	131.88	52.75	120.87	6.16	52.35	0.32	38.68	20.02	123.29	39.45	35	738.54
5	4.25	21.75	0	0.50	0.87	143.28	71.64	124.08	6.52	55.42	0.32	39.71	21.75	141.80	45.38	35	802.36
6	4.25	21.01	0	0.60	0.80	138.40	83.04	110.72	7.10	60.31	0.32	35.43	21.01	149.07	47.70	35	775.06
7	4.25	19.05	0	0.70	0.71	125.49	87.84	89.62	7.89	67.05	0.32	28.68	19.05	150.28	48.09	35	702.75
8	4.25	15.43	0	0.80	0.60	101.65	81.32	60.99	9.47	80.48	0.32	19.52	15.43	146.10	46.75	35	569.21
9	4.25	9.00	0	0.90	0.44	59.29	53.36	25.84	13.59	115.55	0.32	8.27	9.00	122.34	39.15	35	332.01
somme							454.70			768.17		401.81			454.56		8069.69

<b>Kss</b>	<b>1.57</b>
<b>Kas</b>	<b>1.07</b>

## Stabilité pour le cas de Vidange Rapide talus amont (R=29.50 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-3	1.20	6.35	0	-0.30	0.95	11.81	-3.54	11.27	5.23	44.41	0.28	3.15	6.35	33.18	9.29	27	51.02
-2	2.90	10.22	0	-0.20	0.98	45.94	-9.19	45.01	5.64	47.90	0.28	12.60	10.22	57.59	16.13	27	198.46
-1	2.90	11.36	0	-0.10	0.99	51.06	-5.11	50.81	5.85	49.76	0.28	14.23	11.36	66.50	18.62	27	220.59
0	2.90	13.85	0	0.00	1.00	62.26	0.00	62.26	5.90	50.14	0.28	17.43	13.85	81.70	22.88	27	268.94
1	2.90	15.43	0	0.10	0.99	69.36	6.94	69.01	6.00	50.96	0.28	19.32	15.43	92.50	25.90	27	299.63
2	2.90	19.65	0	0.20	0.98	88.33	17.67	86.54	6.53	55.47	0.28	24.23	19.65	128.24	35.91	27	381.57
3	2.90	20.58	0	0.30	0.95	92.51	27.75	88.25	6.33	53.76	0.28	24.71	20.58	130.17	36.45	27	399.63
4	2.90	21.29	0	0.40	0.92	95.70	38.28	87.71	6.33	53.76	0.28	24.56	21.29	134.66	37.70	27	413.42
5	2.90	21.38	0	0.50	0.87	96.10	48.05	83.23	7.89	67.02	0.28	23.30	21.38	168.58	47.20	27	415.17
6	2.90	21.75	0	0.60	0.80	97.77	58.66	78.21	7.56	64.28	0.28	21.90	21.75	164.47	46.05	27	422.35
7	2.90	21.01	0	0.70	0.71	94.44	66.11	67.44	8.05	68.46	0.28	18.88	21.01	169.21	47.38	27	407.98
8	2.90	20.02	0	0.80	0.60	89.99	71.99	53.99	8.65	73.50	0.28	15.12	20.02	173.11	48.47	27	388.76
somme							317.61			679.42		219.44			391.98		3867.52

<b>Kss</b>	<b>1.59</b>
<b>Kas</b>	<b>1.12</b>