الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵖⵓⵔⴱⴰⵣ ⴰⵖⵓⵍⵏⴰⵡ ⵉⵎⵉⵏⵓⴳ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵡⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Ouvrage

THEME :

ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE DAIETT EL FIRANIA SUR OUED KHENGUETT EL ARRAR (W. DJELFA)

Présenté par :

Mme. BEN BOUZID MERIEM WAFA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. Zerouale Ayoub	M.C.B	Président
Mr. Toumi Samir	M.C.B	Examinateur
Mr. Hadj sadouk Ahmed	M.C.B	Promoteur

Session2023

ملخص

قمنا في هذا العمل بدراسة تتعلق بمشروع انجاز الخزانات الجبلية بوادي خنقة العرار بولاية الجلفة ،والخزان الجبلي هو المنشأ المعد عموما ،وذلك من اجل تحسين الزراعة عن طريق سقي المناطق الصغيرة التي تستطيع الانظمة الهيدروليكية واسعة النطاق الوصول اليها وبالتالي تحسين الاراضي المروية المعنية ،تلبية الاحتياجات المائية للماشية ببلديتي حد الصحاري وعين زينة بالجلفة بالإضافة إلى ارواء المواشي واستخدام المياه للحرائق وانشاء مناطق جديدة للسقي

بعد دراسة جيولوجية وهيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد وتحققنا من ثباته .وفيما يتعلق بالانجاز قمنا بشرح وتنظيم جميع مراحل الانجاز

Résumer

L’objectif de ce présent travail est de réalise l’étude d’une retenue collinaire dans la vallée de khenguett arar dans la willaya de Djelfa, cette dernière est destituée a améliorer la agriculture la irriguant de petites superficies alimentation en eau potable pour la commune Had sahari et Ain zina dans la wilaya de Djelfa, pour ce faire une étude géologique et hydrologique a été realise pour servir aux dimensionnement de notre retenue en suite nous avons vérifiée ca stabilité selon la méthodes tranches en fin ce travail et achevée par ce planning des travaux.

Abstract

The objective of this work is to carry out the study of a hill reservoir in the valley of khenguett arar in the willaya of Djelfa, the latter is responsible for improving agriculture irrigating small areas supplying drinking water for the commune of Had Sahari and Ain Zina in the wilaya of Djelfa, to do this a geological and hydrological study was carried out to serve to the dimensioning of our retainer we then checked its stability according to the methods final stages of this work and completed by this work schedule.

Sommaire

..... 1

ملخص ii

Résumer ii

Abstract iii

Sommaire i

Liste des Figures v

Listes des Tableaux.....vi

INTRODUCTION GENERALE 2

CHAPITRE I: ETUDE TOPOGRAPHIQUE 4

I. Introduction..... 4

I.1 Situation géographique 4

1.1.1. Situation géographique de la commune 4

1.1.2. Caractéristiques morphologiques du site..... 5

I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage..... 5

Conclusion 6

CHAPITRE II: ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE 8

Introduction..... 8

II.1 Description géologique d'ensemble..... 8

2.1.1. Géologie régionale 8

2.1.2. Géologie du site..... 12

2.1.3. Géologie de la cuvette..... 12

II.2 Zone d'emprunt des matériaux..... 14

2.2.1. Analyse granulométrique 15

II.3 Sismicité..... 15

II.4 Etude géotechnique 17

2.4.1. Essais de perméabilité..... 18

Conclusion 20

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE 22

Introduction..... 22

III.1 Bassin versant..... 22

.3.1.1 Caractéristique géographique du bassin versant..... 22

3.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant 24

3.1.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant 24

3.1.4. Hypsométrie du bassin versant 26

3.1.5. Indices 29
3.1.6. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant 31
III.2 Caractéristiques climatologiques 34
3.2.1. Températures 34
3.2.2. Humidité relative 34
3.2.3. Evaporation 34
3.2.4. TEMPERATURE 35
3.2.5. Pluviométrie 35
3.2.6. Précipitations maximales journalières 36
III.3 Choix de la loi d'ajustement 37
3.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL 37
3.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON 39
3.3.3. Comparaison la loi d'ajustement 41
III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités 42
III.5 Etudes des apports 42
3.5.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A0) 43
3.5.2. Caractéristiques de l'écoulement 44
3.5.3. Coefficient de variation 45
3.5.4. Estimation fréquentielle des apports 46
III.6 Apports solides et estimation du volume mort 48
3.6.1. Apport solide en suspension 48
III.7 Etude des crues 49
3.7.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue 50
3.7.2. Hydrogramme de crue 51
III.8 La régularisation 55
3.8.1. Répartition mensuel de l'apport 80% 55
3.8.2. Répartition mensuel des besoins 55
3.8.3. Courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces» 56
3.8.4. Calcul du volume utile 58
III.9 Laminage des crues 59
3.9.1. Méthode de KOTCHERINE 59
III.10 Etude d'optimisation 63
3.10.1. Revanche 63
III.11 Calcul de la hauteur de barrage 64
III.12 Calcul des coûts 65
3.12.1. Coût de la digue 65

3.12.2. Coût de l'évacuateur de crues 66
3.12.3. Coût total du barrage 68
Conclusion 69
CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE 71
Introduction 71
IV.1 Le choix du site du barrage 71
IV.2 Le choix du type du barrage 71
IV.3 Le choix des variantes de la digue 71
IV.4 Le profil général de la retenue 72
4.4.1. Hauteur de la retenue 72
4.4.2. Pentes des talus 72
4.4.3. Les bermes 73
4.4.4. Revêtement des talus de la digue 74
4.4.5. Etanchéité du barrage 75
IV.5 Calcul du volume des différents matériaux 78
4.5.1. Barrage homogène en argile 78
4.5.2. Barrage à zones 82
4.5.3. Barrage en enrochement avec masque en béton 84
Conclusion 86
CHAPITRE V: ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE 88
Introduction 88
V.1 Calcul des filtres 88
5.1.1. Critères de TERZAGUI 88
5.1.2. Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres 89
.5.1.3 Vérification de la condition de TERZAGUI 89
V.2 Etude des infiltrations 89
5.2.1 .Tracer de la ligne de saturation 89
5.2.2. Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) 90
5.2.3. Vérification de la résistance à l'infiltration de sol du corps de barrage 91
V.3 Etude de stabilité 91
5.3.1. Principe de la méthode 92
5.3.2. Ordre de calcul 92
5.3.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche 94
5.3.4. Classement des forces 96
5.3.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement 96
Conclusion 98

Etude de stabilité de la digue 100
Conclusion 119
Conclusion générale 121
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 122

Liste des Figures

Figure I. 1: Localisation de la commune had sehary (Echelle 1/40.000) 4
Figure II. 1: Lithologie du bassin versant de l'oued Khanguett el arrar Echelle 11
Figure II. 2: Digue Homogène 13
Figure II. 3: Digue à noyau d'argile 13
Figure II. 4: Digue avec masque en béton 14
Figure II. 5: zone d'emprunt des matériaux 14
Figure II. 6: Analyse granulométrique 15
Figure II. 7: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 2003 17
Figure III. 1: Délimitation du bassin versant du site de la reten 23
Figure III. 2: Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Khanguet elArrar 27
Figure III. 3: Altitudes caractéristiques 29
Figure III. 4: Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel 39
Figure III. 5: représentation graphique de la loi de log-normale (Galton) 40
Figure III. 6: représentation graphique de la comparaison 41
Figure III. 7:Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage 47
Figure III. 8: Hydrogramme de crues pour différents périodes de retour 53
Figure III. 9: Courbe hauteur-surface-volume 57
Figure III. 10: Courbes H=f (Q, qlam) 62
Figure III. 11: Courbes H=f (Q, qlam) 62
Figure III. 12. courbe d'optimisation 69
Figure IV. 1: schéma de berme amont 73
Figure IV. 2: schéma de berme aval 73
Figure IV. 3: Talus aval 74
Figure IV. 4: Coupe transversal d'une digue zonée 79
Figure IV. 5: Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque 84
Figure V.1: Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la Méthode de Fellenuis 92
Figure VI. 1:Profil de type Greager 102

Listes des Tableaux

Table I. 1: Résultats des différents essais 20
Tableau III. 1: Coordonnées de la courbe hypsométrique 26
Tableau III. 2: Altitudes caractéristiques 27
Tableau III. 3: Classification du relief 30
Tableau III. 4: Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration 32
Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant 33
Tableau III. 6: Répartition mensuelle des températures 34
Tableau III. 7: Répartition mensuelle de l'humidité 34
Tableau III. 8: Répartition mensuelle de l'évaporation 34
Tableau III. 9: Station pluviométrique. (Source DRE DJELFA) 35
Tableau III. 10: Répartition des pluies moyennes mensuelles. (Source DRE DJELFA) 36
Tableau III. 11: Pluies maximales journalières prise de la station 011101(Source DRE DJELFA) 36
Tableau III. 12: Caractéristique de la série pluviométrique (30 ans) 37
Tableau III. 13: résultat de l'ajustement a la loi GUMBEL 38
Tableau III. 14: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon 39
Tableau III. 15: résultat de l'ajustement à la loi de GALTON 40
Tableau III. 16: Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon 41
Tableau III. 17 Pluies fréquentielles en mm de durée (itc) 42
Tableau III. 18: Récapitulatif des résultats 44
Tableau III. 19: Répartition mensuelle de l'apport moyen 44
Tableau III. 20: Déférentes valeurs de « α » 49
Tableau III. 21: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER) 50
Tableau III. 22: Débits maximum par la méthode de POSSENTI 51
Tableau III. 23: débit de crue obtenue pour différentes méthodes 51
Tableau III. 24:Crues de projet recommandé. 53
Tableau III. 25: Choix de la crue de projet. 54
Tableau III. 26: La régularisation interannuelle 55
Tableau III. 27: Répartition mensuelle de l'apport 80%. 55
Tableau III. 28: Répartition mensuelle des besoins (Source ANRH) 56
Tableau III. 29/ Courbe topographiques et volumétriques 56
Tableau III. 30: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 58
Tableau III. 31: Résultats de méthode de kotcherine 61
Tableau III. 32: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine 63
Tableau III. 33: Résultat de calcul de la hauteur de la retenue 64
Tableau III. 34: Les résultats des calculs 65
Tableau III. 35: Coût de la digue 66
Tableau III. 36: Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes 67
Tableau III. 37: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante 67
Tableau III. 38: Coût Totale du barrage. 68
Tableau III. 39: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage 69
Tableau IV. 1: Les valeurs indicatives des fruits de talus 72
Tableau IV. 2: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s 74
Tableau IV. 3: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation 75
Tableau IV. 4: Valeur d'Iadm en fonction du type d'ouvrage 76
Tableau IV. 5: Volume de recharge (Argile) 80
Tableau IV. 6: Volume du sable 80

Tableau IV. 7: Volume du gravier 81
Tableau IV. 8: Volume d'enrochement 81
Tableau IV. 9: Volume de recharge 82
Tableau IV. 10: Volume du de noyau 82
Tableau IV. 11: Volume du sable 83
Tableau IV. 12: Volume du gravier 83
Tableau IV. 13: Volume d'enrochement 84
Tableau IV. 14: Volume de recharge 85
Tableau IV. 15: Volume de recharge 85
Tableau V. 1: Coordonnées de la parabole de KOZENY 90
Tableau V. 2: Les différentes valeurs de K1et K2 93
Tableau V. 3: Les valeurs de K1, K2, R1 et R2 93
Tableau V. 4: Coefficient de stabilité admissible des talus 94
Tableau VI. 1: hauteurs d'eau et pertes de charge 104

Liste des planches

1- Coupe géologique
2- COUPE TYPE DES VARIANTE ETUDE
3- PLAN DE MASSE
4- PROFIL EN LONG

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Les ressources en eau revêtent actuellement une importance cruciale pour l'augmentation de la production agricole, jouant un rôle déterminant dans la croissance économique du pays. Face à une demande croissante en eau, l'Algérie, et plus spécifiquement la Wilaya de Djelfa, se voit contrainte de mobiliser pleinement ses ressources en eau superficielles. Pour atteindre cet objectif, la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Djelfa a initié un programme ambitieux de création de retenues collinaires à travers son territoire. Parmi ces réservoirs, la retenue située sur l'oued de khanguett el arrar dans la commune de had sehary, est l'un des projets phares.

L'objectif de notre étude est d'analyser cette retenue, spécifiquement conçue pour l'irrigation des terres agricoles de la région. Le contenu de notre étude sera structuré en six chapitres. Nous débuterons par une analyse des conditions géologiques et géotechniques pour déterminer le site optimal. Ensuite, nous approfondirons les données pluviométriques et géomorphologiques en vue de calculer l'hydrogramme de crue, d'estimer et de sélectionner la crue projetée, ainsi que de gérer le transport solide. Nous aborderons également la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique.

Par la suite, nous procéderons à l'analyse des différentes variantes de la digue, suivie de l'étude détaillée de la variante choisie et de ses ouvrages annexes.

Chapitre I

CHAPITRE I: ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I. Introduction

L'objectif de l'étude topographique réside dans la compréhension des potentialités topographiques du site, tout en établissant les documents essentiels à l'étude du projet, tels que les cartes, les plans et les profils. Cette démarche s'avère indispensable, étant donné que le projet implique plusieurs variantes dans le choix des axes d'implantation du barrage. Il revient alors à l'équipe d'étude de comparer ces options et de sélectionner la solution optimale sur les plans économique et technique.

I.1 Situation géographique

1.1.1. Situation géographique de la commune

La ville, HAD SEHARY qui fait partie de la Daira de HAD SEHARY dans la wilaya de DJELFA.est située à environ 45 km au Sud Est de la ville d'AIN OUSSERA et 43 km au Nord Est de la ville de HASSI BAHBAH. Elle est située au pied du versant Nord du Djebel Fergouna relief.



Figure I. 1: Localisation de la commune had sehary (Echelle 1/40.000)

1.1.2. Caractéristiques morphologiques du site

Cette zone est caractérisée par de hautes plaines arides avec des interstices entre groupes végétaux sur des sols généralement pauvres en contact direct avec les roches mères. Djelfa fait généralement partie de la steppe alliée. Cette graminée vivace occupe une grande partie des terres de l'État, en particulier la zone sud de la plate-forme désertique.

I.2 Choix du l'axe de l'ouvrage

Le choix du bassin versant repose principalement sur des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques. Parmi ces critères, plusieurs points essentiels ont été pris en considération, notamment

1. Garantir la quantité d'eau qui sera retenue dans la retenue.

2. Sélectionner une géologie propice pour l'emplacement du barrage et de la retenue.

3. Privilégier un resserrement de la gorge liant les deux rives, idéalement une vallée étroite, pour minimiser le volume du barrage.

4. Choisir un emplacement proche des zones d'accès existantes pour faciliter l'acheminement des engins et de la main-d'œuvre, tout en évitant la création de nouvelles voies importantes.

5. Identifier un site approprié pour l'implantation des ouvrages annexes.

Après avoir visité plusieurs sites dans la région, le choix s'est finalement porté sur le site appelé

"BOUZOR", en référence au nom de l'agglomération secondaire située à proximité du site retenu. Cette sélection a été motivée par les considérations suivantes :

- Resserrement des rives de l'Oued au niveau du site.

- Présence d'une cuvette.

- Conditions topographiques favorables.

- Géologie adaptée à ce type d'ouvrage.

- Accessibilité relativement aisée.

Les coordonnées du site choisi sont :

X : 538,592 km , Y : 3910,146km , Z : 923 m

Conclusion

Suite aux travaux réalisés sur le site de la future retenue, située sur l'oued de khanguett el arrar, on peut affirmer que les conditions topographiques sont idéalement réunies pour l'implantation définitive de la digue et de ses ouvrages annexes.

Chapitre II

CHAPITRE II: ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage visent à définir la nature ainsi que les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols. Elles fournissent des informations précieuses sur les aspects suivants :

1. L'étanchéité et la stabilité mécanique des fondations.

2. L'étanchéité de la cuvette de la retenue.

3. La présence d'eaux souterraines étroitement liées et de remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

Ces études sont essentielles pour obtenir une compréhension approfondie de la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt. Elles permettent ainsi de recueillir des données cruciales pour évaluer la faisabilité du projet, assurer la stabilité structurelle du barrage et garantir l'étanchéité nécessaire à la rétention d'eau dans la cuvette de la retenue.

II.1 Description géologique d'ensemble

2.1.1. Géologie régionale

Le bassin versant en question fait partie intégrante du vaste bassin versant de l'Oued Khanguetel Arrar, situé à l'extrémité Sud-ouest de ce dernier. Les données et informations géologiques de la région ont été recueillies à partir d'une documentation dédiée à l'étude du bassin versant de l'Oued Khanguett el Arrar.

2.1.1.1. Lithologie

Sur le plan lithologique, le bassin versant de l'Oued Khanguett el Arrar présente une diversité de types de roches couvrant différentes périodes géologiques, s'étendant du Primaire au Quaternaire.

2.1.1.1.1. Le Primaire

L'unique affleurement primaire observable dans le bassin versant se présente sous la forme d'un massif distinct constitué d'une roche éruptive très homogène et extrêmement résistante. Cette roche est identifiée comme une rhyolite à albite, caractérisée par ses propriétés alcalines.

2.1.1.1.2. Le Secondaire

- **Le Trias** Cet étage affleure de manière sporadique dans le bassin versant, se manifestant sous la forme de lames discontinues. Il se caractérise généralement par des affleurements de gypse, affichant une teinte blanc rosé. Il est important de noter que le faciès gypseux constitue une source significative de sels solubles, lesquels sont transportés par les eaux de ruissellement.

- **Le Jurassique :** Les terrains jurassiques sont extrêmement restreints dans le bassin versant. Leur présence est limitée à quelques amas allochtones de blocs calcaires, en dehors desquels ils ne sont que rarement rencontrés.

- **Le Crétacé :** Les terrains crétacés sont largement répandus et occupent une superficie significative dans le bassin versant de l'Oued Khanguett el Arrar. Dans l'ensemble, on peut successivement distinguer les étages suivants :

1) Le Crétacé Inférieur : La présence de ces dépôts n'est observée que de manière très locale dans la nappe. Ils se manifestent sous la forme d'un ensemble homogène principalement constitué de calcaires marneux, facilement identifiables sur le terrain grâce à leur teinte blanche verdâtre caractéristique. En outre, on note la présence de marnes présentant un faciès pyriteux, constituant la partie inférieure albienne de cette unité.

2) Le Crétacé Moyen : Ils'agit de dépôts Albo-Aptiens, principalement constitués de couches marneuses et de marno-calcaires, attribués à la période du Crétacé moyen.

3) Le crétacé Supérieur : Cette formation géologique se caractérise par la présence fréquente et étendue d'affleurements, exhibant une diversité de faciès sur de vastes superficies.

2.1.1.1.3. Le Tertiaire

- **L'Eocène :** On peut effectuer une division approximative des dépôts de l'Éocène observés dans **notre région en trois étages distincts :**

1) **Le Paléocène :** Les formations de cet étage sont généralement composées de marnes noires, parfois schisteuses et fortement calcaires.

2) **Les Lutétiens :** Les strates du Lutétien, peu épaisses et concernant uniquement une zone limitée au lieu-dit, se composent principalement d'argilite schisteuse de couleur noire dans la série supérieure du Lutétien.

3) **L'Eocène Supérieur :** La série terminale de l'Éocène est principalement constituée de dépôts marneux dans la plupart **des cas.**

- **L'Oligicène:** L'Oligocène est représenté dans notre région sous deux faciès distincts. En effet, on observe successivement un Oligocène caractérisé par le faciès "Numidien" et un Oligocène présentant le faciès dit "Oranais".

1) **L'Oligicène à faciès « Numidien » :** Le faciès "Numidien" se caractérise par une série importante de grès argileux, observable dans les massifs de la région.

2) **L'Oligicène à faciès « Oranais » :** Le faciès "Oranais" est formé par un ensemble substantiel de marnes blanchâtres et de grès calcaires de résistance moyenne. Ces couches, très sujettes à l'érosion, affleurent sur de longues étendues dans l'unité Oligo-Miocène.

- **Le Miocène :** Une phase tectonique majeure, survenue au sein du Miocène inférieur, a été responsable de la formation des nappes, perturbant ainsi le processus de sédimentation néogène**.**

- **Le Quaternaire :** Les terrains englobent à la fois les alluvions récentes formées le long des oueds, les terrasses et les dépôts continentaux superficiels. Sans entrer dans les détails morphogénétiques et chronologiques complexes, on peut généralement distinguer les formations suivantes :

    1) **Les dépôts Plio-quaternaires :** Ces dépôts sont constitués par des formations détritiques plus ou moins encroûtées, attribuables au début du Quaternaire.

    2) **Les terrasses anciennes :** Ces terrasses élevées correspondent aux niveaux alluviaux les plus élevés, également connus sous le nom de hautes terrasses, le long des principaux oueds. Elles se composent d'un matériau caillouteux enrobé d'une matrice argilo-marneuse de couleur ocre. Ces formations, fortement entrelacées, se présentent généralement sous la forme de lambeaux bordant les deux rives des artères principales.

    3) **Les terrasses récentes et niveaux alluviales actuels :** Ils se manifestent sous la forme de cônes de déjection, ainsi que par les deux niveaux de terrasses qui s'étendent au-dessus du lit actuel des principaux oueds.

2.1.2. Géologie du site

Selon la carte géologique de l'Algérie, le site Khenguett el Araâr est situé sur des roches d'âge quaternaire, du néogène et du crétacé moyen, représentées par les formations suivantes :

- Alluvions

- Sédiments de pentes.

- Argiles sableuses, limons, sables argileux, grès, marne argileuse.

- Argile marneuse, conglomérats, etc.

Sur le site, on observe des sédiments alluviaux récents, caractérisés par du sable à grains grossiers et des fragments de roches, avec une épaisseur moyenne d'environ 1,5 mètre. Les rives de l'oued présentent une alternance de grès et de calcaire, avec des couches d'une épaisseur de 20 à 25 cm. Ces roches se trouvent sur le lit de la retenue projetée, généralement recouvert par une couche de sédiment sable-argile. Les analyses géotechniques du site, réalisées par le Laboratoire d'étude de sol et de matériaux SETAM–MEDEA, indiquent que le lit est constitué d'une argile limoneuse de couleur rougeâtre avec des inclusions graveleuses. Les caractéristiques géotechniques de cette argile sont les suivantes :

- Poids spécifique : 1,95 g/cm3

- Limites d'Atterberg : Limite de liquidité (WL) 40%, Limite de plasticité (WP) 23%, Indice de plasticité 17.

2.1.3. Géologie de la cuvette

Dans la fondation de cette retenue, il y’a des sédiments alluviaux récents, comprenant du sable grossier blanc et des roches. L’épaisseur de ces sédiments est de l’ordre de 1.50 m En allant vers les rives de l’oued on trouve sous cette couche de sédiments une alternance de grès et calcaires (des couches de 20 cm). Qui couvrent les 2 rives et la fondation de l’ouvrage. Ces couches apparaissent couvertes de sédiments argileux sableux.

Conclusion : SITE DE LA CUVETTE TRES PEU PERMEABL

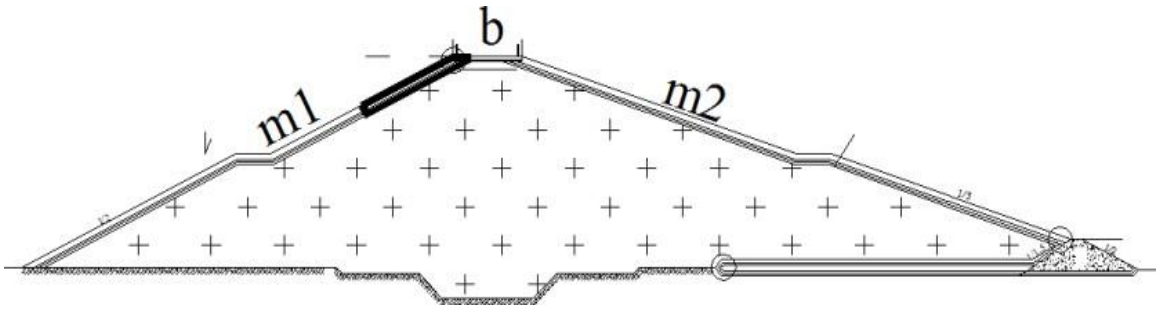

Figure II. 2: Digue Homogène

Il est constitué d'un seul matériau et comprend :

- Un talus amont protégé contre l'érosion des vagues par en enrochement ou un perré.
- Un talus aval empierré engazonné.
- Un tapis drainant protéger par un filtre est disposé, sous le talus aval, ce tapis à pour but de rabattre les courants, afin d'augmenter la stabilité du talus aval.
- La quantité d'argile au voisinage du site est limitée, ce qui ne permet pas de réaliser une digue homogène

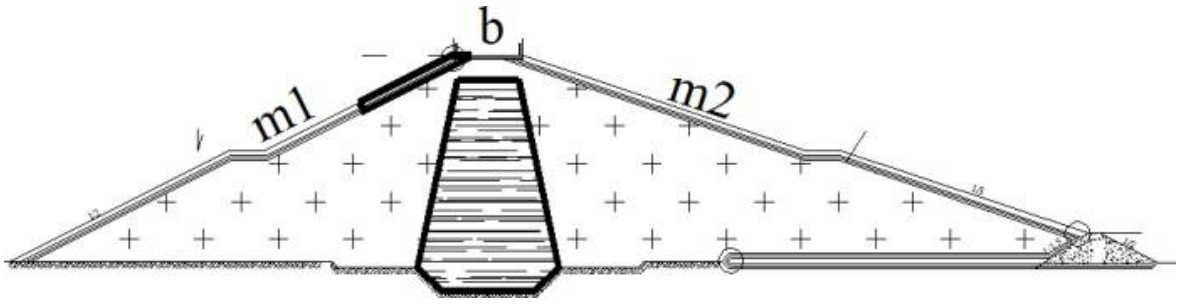

Figure II. 3: Digue à noyau d'argile

L'argile étant disponible au voisinage du site en quantité limitée, alors et afin de minimiser les quantités d'argile la digue peut être en terre à noyau d'argile. Les autres matériaux peuvent être empruntés des zones proches du site de la retenue.

Retenue en terre à homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux / Variante retenue

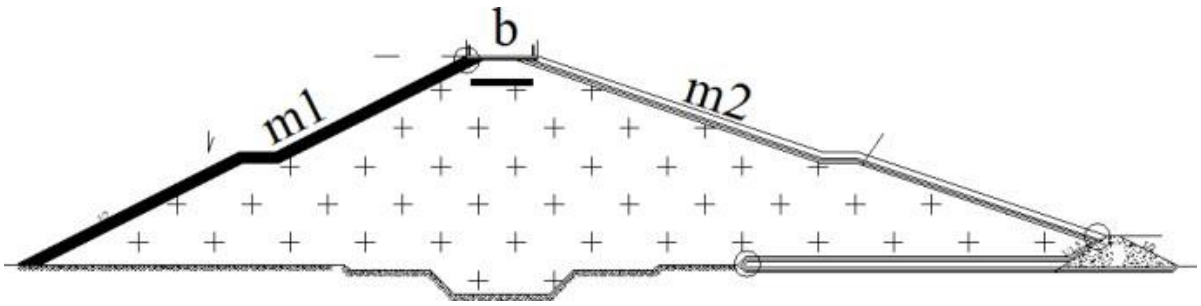

Figure II. 4: Digue avec masque en béton

II.2 Zone d'emprunt des matériaux

Zone d'emprunt (Sédiments de blocs de fragments de roches de grès et calcaire dans une matrice argilo-sableuse., et des blocs de roches pour le revêtement des talus de la digue, ainsi que les sédiments alluviaux du lit de l'oued Khenguett El Arâar. **C'est la variante retenue.**

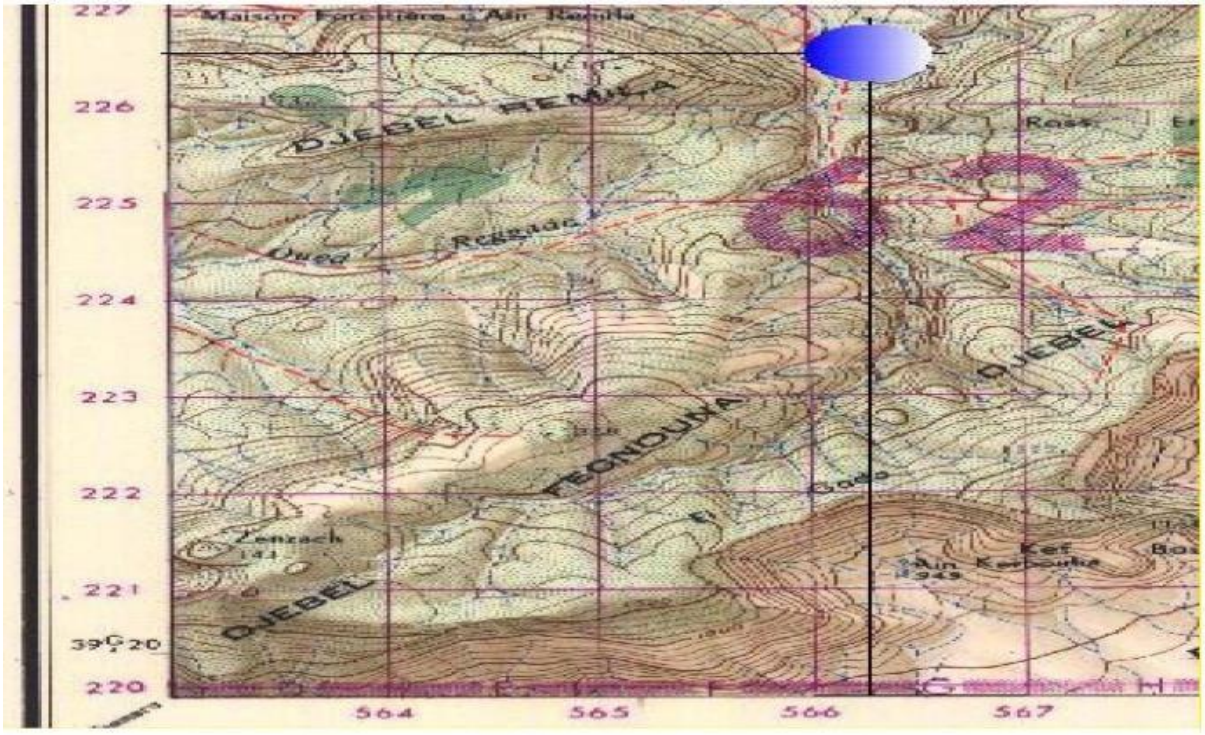

Figure II. 5: zone d'emprunt des matériaux

2.2.1. Analyse granulométrique

Matériau :

- Argile limoneuse de couleur rougeâtre à inclusions graveleuse.
- Gravier 19 % (jusqu'à 2 mm de diamètre)
- Sable grossier 26 % (De 0.2 mm à 2 mm de diamètre)
- Sable fin 5 % (jusqu'à 0.2 mm à 2 mm de diamètre)
- Eléments très fins 50 % (jusqu'à 0.2 mm à 2 mm de diamètre)
- Teneur en carbonate 24 %

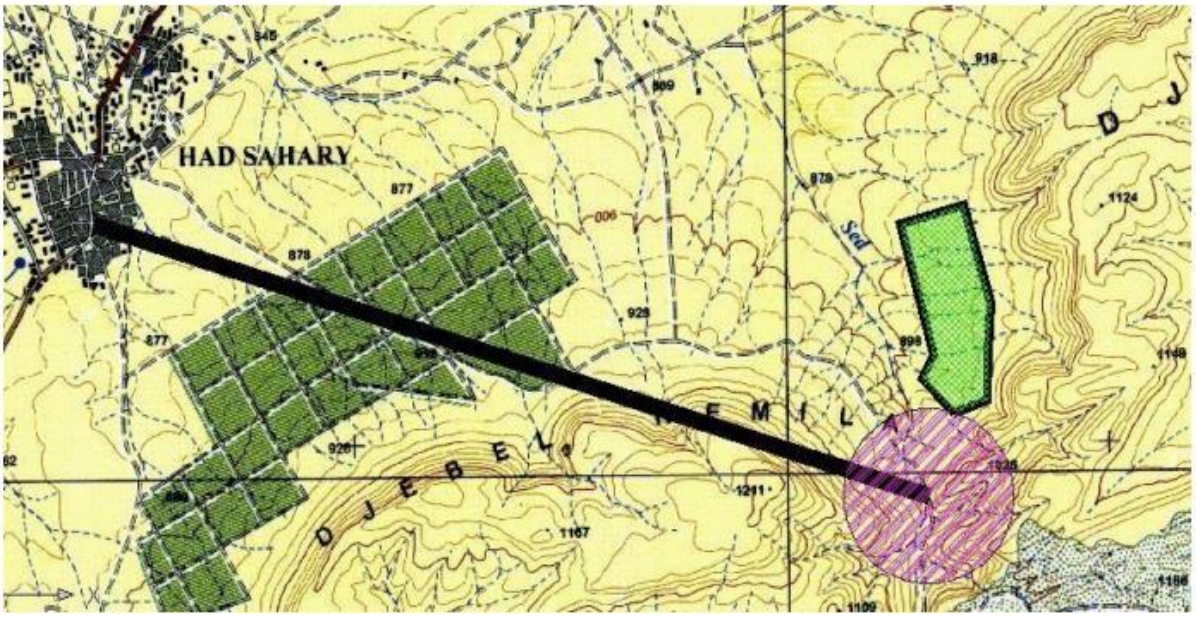

Figure II. 6: Analyse granulométrique

II.3 Sismicité

Le tremblement de terre d'El Asnam en 1954, confirmant que l'Algérie n'était pas à l'abri de secousses destructrices, a attiré l'attention des autorités publiques sur la nécessité d'établir un règlement parasismique visant à assurer une protection adéquate des personnes et des biens contre les effets des séismes. Les travaux d'une commission technique, initiés dès 1954, ont abouti à la formulation de recommandations provisoires (recommandations A.S. 1954) dans le but d'atténuer les conséquences des séismes sur les constructions et leur stabilité.

Ces recommandations comprennent, d'une part, des conseils généraux pour l'élaboration des projets de construction (conception générale des bâtiments, fondations, superstructure) et, d'autre part, des règles de calcul des contraintes tenant compte des forces d'inertie générées dans les constructions par les ondes sismiques.

Depuis lors, plusieurs règlements parasismiques algériens, de plus en plus exigeants, ont été élaborés. Actuellement, le règlement parasismique en vigueur est le Règlement Parasismique 99, qui a été modifié à la suite du séisme de 2003. Ce dernier divise le territoire algérien en quatre zones distinctes.

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone 1 : sismicité faible

Zone 2 : sismicité moyenne

Zone 3 : sismicité élevée

La wilaya de Djelfa se situe dans la zone 1 et la zone 0, elle est considérée comme une zone de sismicité faible à négligeable avec un coefficient d'accélération de 0.07.

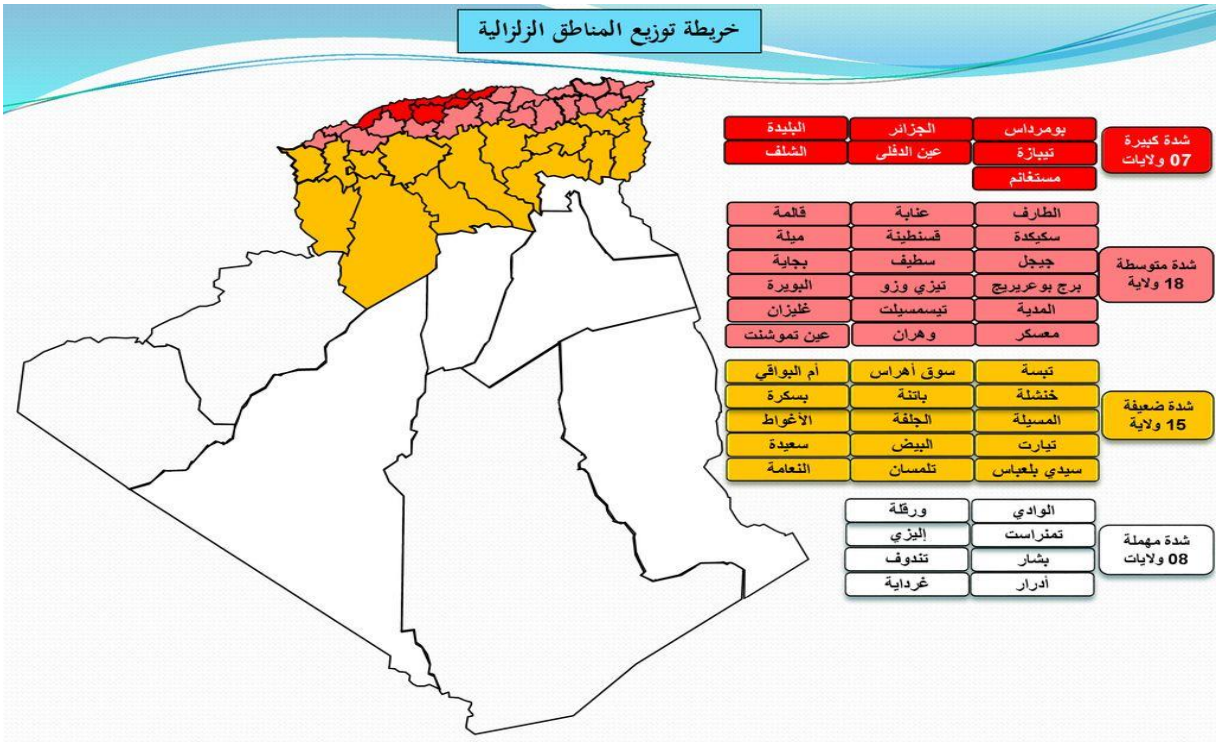

Figure II. 7: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 2003

II.4 Etude géotechnique

L'étude géotechnique repose principalement sur l'ensemble de reconnaissances effectuées in-situ et au laboratoire. Au cours de cette phase, un programme détaillé des travaux sur le terrain est établi, comprenant l'exécution de puits, de tranchées et de sondages. Ces opérations sont suivies de prélèvements d'échantillons de sol provenant de différentes zones d'emprunt. L'objectif est d'évaluer à la fois la quantité et la qualité des matériaux de construction disponibles, tout en examinant l'état géomécanique de la fondation à travers des essais spécifiques.

2.4.1. Essais de perméabilité

2.4.1.1. Essai LEFRANC

L'essai LEFRANC est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans les sols meubles. Il consiste à injecter ou à pomper l'eau dans une cavité appelée lanterne aménagée dans le terrain dont on veut tester la perméabilité. Essai LUGEON L'essai LUGEON est destiné à la formation rocheuse ; il s'agit d'un essai d'eau. Les essais se feront sous une pression croissante allant jusqu'à 10 bars puis décroissante

2.4.1.2. Essais au laboratoire

Une série d'essai d'identification physico-chimique et mécanique a été entamée pour les six puits.

- **Les essais d'analyse granulométrique** ont été réalisés sur tous les échantillons des puits selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057 (tamisage sous l'eau et sédimentométrie).
- **Les essais des limites d'Atterberg** ont été effectués sur tous les échantillons conformément à la norme NF P 94-051.
- **Les essais de densité** (humide et sèche) ont été réalisés sur tous les échantillons selon les normes NF P 94- 053 et NF P 94-054.
- **Les essais triaxiaux** ont été effectués sur tous les échantillons selon la norme NF P 94-074.
- **Les essais de cisaillement** à la boîte ont été réalisés sur tous les échantillons selon la norme NF P 94-071-1**.**
- **Les essais Proctor Normal** ont été réalisés sur tous les échantillons conformément à la norme NF P 94-093.
- **Les essais de compactage** au Proctor normal ont donné des valeurs moyennes de 1,76 t/m3 pour une teneur en eau optimale de 13 %.
- **Les essais de compressibilité** menés sur les puits SN1 et SN2 indiquent qu'il s'agit d'un sol très peu compressible, car leurs coefficients de compressibilité se situent entre 2% et 5% ($0,02 < Cc < 0,05$). En revanche, ce sol présente un coefficient moyen de gonflement Cg de 4%.

Les diverses analyses révèlent la nature d'un sol à tendance marneuse limoneuse plastique avec une faible limite de retrait, indiquant une tendance modérée au gonflement.

La forte teneur en CaCO3 (% > 60%) et les valeurs élevées de la Surface Spécifique Totale (> 90 g/m²) de Ces échantillons concordent avec les résultats de l'identification physico-chimique.

D'après les résultats des essais de perméabilité a charge variable, il est à conclure que le sol d'assise de la retenue à TRES PEU PERMEABLE et stabilité si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration. **D'autre part,** elles sont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.

Les infiltrations qui se produisent à travers le barrage sont responsables de plus de 35% des accidents survenus aux barrages en terre. Elles sont, en effet, la cause de deux phénomènes différents

1 - Elles peuvent entraîner des particules de terre en émergeant avec une vitesse suffisante au pied du barrage ou en un point quelconque de son talus aval ; cet entraînement de matériau peut s'accentuer jusqu'à former un tunnel s'érodant progressivement vers l'amont ; ce phénomène d'érosion régressive constitue le phénomène de renard proprement dit.

2 - Elles peuvent soulever, par l'effet de la pression hydrostatique interne, une masse de terre plus ou moins importante à l'aval du barrage et ruiner l'ouvrage par sous pression. Il existe plusieurs organes d'étanchéité tels que : noyau en terre, noyau en béton bitumineux, masque en béton bitumineux, masque en béton armé, écran interne en béton bitumineux et paroi moulée en béton ou en béton armé. Le choix de l'organe est peut-être l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction des barrages en terre, car il peut influencer l'étude, le calcul et l'économie du barrage

La nappe phréatique n'a pas été observée, mais il a été constaté l'existence d'une source d'eau à l'amont du site.

Table I. 1: Résultats des différents essais

Paramètres	Sn°1	Sn°2	Pn°1	Pn°2	Pn°3	Pn°4
Teneur en eau naturelle (%)	18.90	16.20	/	/	/	/
Degré de saturation (%)	8.522	9.198	/	/	/	/
Poids volumique γd(t/m^3)	1.64	1.58	/	/	/	/
Poids volumique γh(t/m^3)	1.90	1.84	/	/	/	/
Poids volumique γs(t/m^3)	2.68	2.68	/	/	/	/
Limite de liquidité (%)	46.16	58.50	62.3	72.01	49.59	53.54
Limite de plasticité (%)	20.20	28.50	24.30	32.22	23.28	27.74
Indice de plasticité (%)	26.00	30.50	37.50	38.20	25.22	25.69
Limite de retrait (%)	13.31	16.31	15.8	16.61	16.7	16.20
Surface spécifique totale (m^2/g)	176	144	120	96	102	118
Teneur en eau optimale (%)	/	/	13.6	12.80	15.20	13.5
Densité sèche optimale (t/m^3)	/	/	1.75	1.73	1.70	1.78
Engle de frotement Φu (°)(triaxial)	4	/	/	/	/	/
coefficient de compressibilité Cc	0.049	0.042	/	/	/	/
coefficient moyen de gonflement Cg	1.88	1.66	/	/	/	/
Perméabilité (m/s)	10^{-8}	10^{-7}	/	/	/	/

Conclusion

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses effectuées, nous conduisent à affirmer que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire sur le site d'Oued khanguett el Arrar dans la wilaya de Djelfa.

Chapitre III

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude du bassin versant du Réservoir de Khanguett el arrar vise à caractériser la zone du point de vue de l'écoulement des eaux pluviales, en tenant compte de la géomorphologie et du type de réseau hydrographique du bassin versant. La première étape consiste à déterminer la surface du bassin versant sur la carte, en identifiant les bassins versants et en délimitant les zones de mesure après la ligne de partage des eaux. Cette approche permet de prendre en compte la forme du bassin, qui influence l'écoulement des eaux. L'étude hydrologique du bassin versant du khanguett el Arrar vise également à définir des paramètres essentiels pour la construction d'un barrage, tels que le volume mort, le volume utile, le débit régulé, le débit de crue, le débit solide, le roulis, ainsi que les risques d'inondations, etc. Cela implique une analyse approfondie du réseau hydrographique, des types de sols présents dans la région, et des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant.

En résumé, cette étude complète permettra de mieux comprendre l'écoulement des eaux dans la région, fournissant ainsi des informations cruciales pour la planification et la construction d'infrastructures hydrauliques telles que des barrages.

III.1 Bassin versant

3.1.1. Caractéristique géographique du bassin versant

Les coordonnées Lambert de l’axe du barrage sont les suivantes :

X = 538,592 km

Y = 3910,146 km

La délimitation du bassin versant sur la carte topographique au 1/50 000 est données dans la figure suivante :

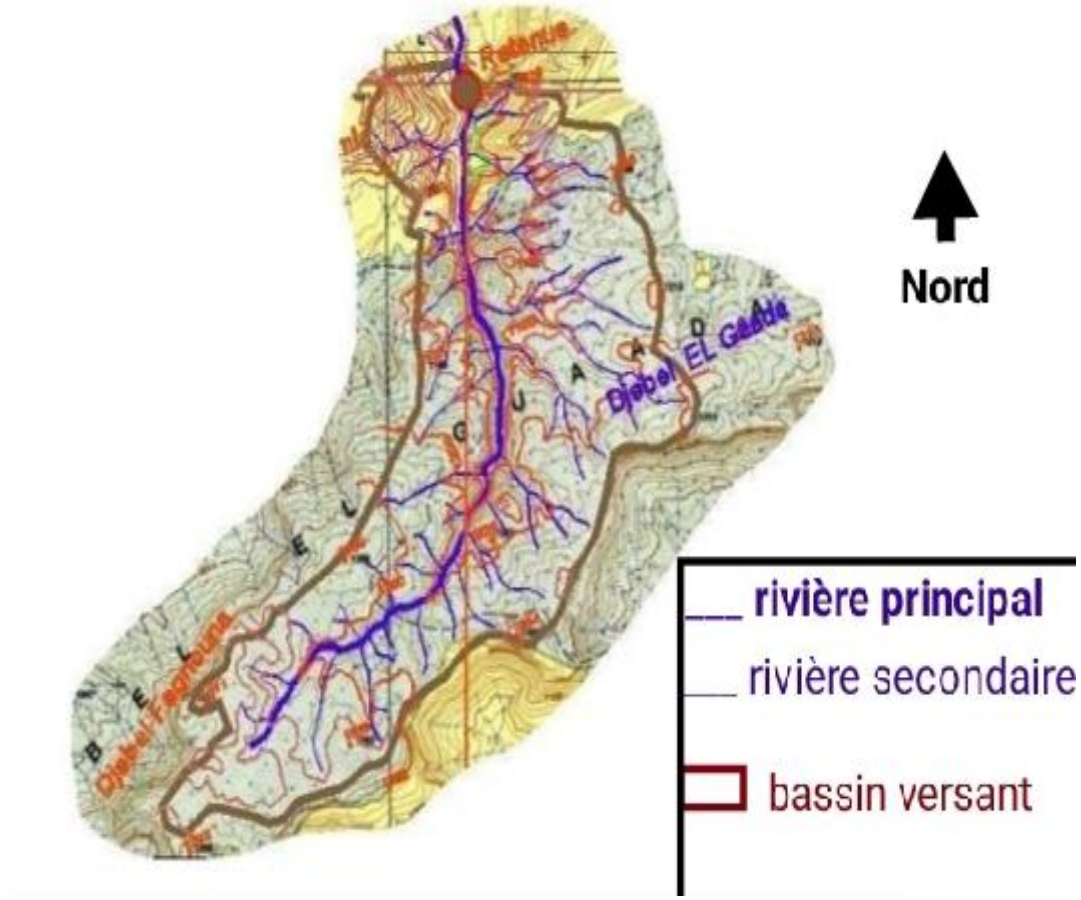

Figure III. 1: Délimitation du bassin versant du site de la reten

3.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

- Surface du bassin versant : S = 13,35 km2.
- Périmètre du bassin versant : P =18,02 km. Longueur du thalweg principal : Lcp = 7,360km.
- Altitude du bassin versant :
  - Altitude maximale 1411 m.
  - Altitude minimale 920 m.
  - L'altitude moyenne du bassin est de 1189,84 m.
- Pente moyenne de l'Oued : I0 = 7,69%

3.1.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

3.1.3.1. Indice de compacité

La pression Kc d'un bassin versant est déterminée en fonction du rapport entre le bassin versant et la superficie du bassin versant utilisée pour capter l'eau. Cela dépend de la surface et de la circonférence du réservoir. Nous avons :

$$Kc = \frac{P}{P_c} \quad \text{..... (III. 1)}$$

$$D'ou: \quad P_c = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{..... (III. 2)}$$

$$Donc: \quad Kc = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi.S}} = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}} = 0{,}28\frac{18{,}02}{\sqrt{13{,}35}} \quad \text{..... (III. 3)}$$

$$D'ou: \quad \mathbf{Kc = 1{,}38}$$

Avec : K_c : Indice de compacité (sans dimension)

S : Surface du bassin versant [Km²]

P : Périmètre du bassin versant [Km]

Pc : Périmètre du cercle [Km] Plus ce facteur est proche de 1, plus la forme du bassin versant est compacte et plus le temps de concentration de l'eau est court. Dans le cas contraire, il sera prolongé.

Si $K_c = 1$ =>basin parfaitement circularise.

Si $K_c = 1$ => bassin ramassé.

Si $K_c > 1$=> bassin allongé.

Selon la valeur de KC = 1.38, on pourra dire que notre bassin est de forme allongée.

3.1.3.2. Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$C_a = \frac{l^2}{S} \quad \text{..... (III. 4)}$$

L : la longueur du talweg principal.

S : la superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc :

$$\boldsymbol{C_a = \frac{7{,}0^2}{13{,}35}} = 4{,}06$$

Plus C_a est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

3.1.3.3. Rectangle équivalent

Un rectangle équivalent est défini comme un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui présente la même superficie(s), le même périmètre (p), le même indice de compressibilité (Kc) et la même manométrie que le bassin versant étudieé. Ce contour permet une comparaison aisée des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur la courbe ; Les dimensions rectangulaires équivalentes sont donc :

La longueur du rectangle équivalent

$$Lr = Kc\frac{\sqrt{S}}{1{,}128}\left[1 + \sqrt{1} - \left(\frac{1{,}12}{Kc}\right)^2\right] \quad \text{..... (III. 5)}$$

$$\boldsymbol{Lr = 6{,}3843}$$

La largeur du rectangle équivalent

$$Lr = Kc\frac{\sqrt{S}}{1{,}128}\left[1 - \sqrt{1} - \left(\frac{1{,}12}{Kc}\right)^2\right] \quad \text{..... (III. 6)}$$

$Lr = 2{,}559$ Km

3.1.4. Hypsométrie du bassin versant

3.1.4.1. Relief

La courbe hypsométrique donne une vision synthétique de la pente du bassin, et donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. On y voit en abscisse la superficie (ou le pourcentage de superficie) du bassin qui est au-dessus (ou en dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Il exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière a été identifiée à partir des résultats de calculs de répartition du bassin versant par tranches d'altitude, après planimétrie des surfaces partielles issues de la carte topographique. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.01 et la figure III.02.

Tableau III. 1: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitudes	**Surfaces Partielles**		**Surfaces Cumulées**	
(m)	Ha	Pourcentages	Ha	Pourcentages
1411-1380	21,61	1,62%	21,61	1,62%
1380-1360	29,16	2,18%	50,77	3,80%
1360-1340	51,39	3,85%	102,16	7,65%
1340-1320	75,44	5,65%	177,60	13,30%
1320-1300	58,20	4,36%	235,80	17,66%
1300-1280	54,69	4,10%	290,49	21,75%
1280-1260	70,96	5,31%	361,45	27,07%
1260-1240	95,57	7,16%	457,02	34,22%
1240-1220	64,57	4,84%	521,59	39,06%
1220-1200	68,71	5,15%	590,30	44,20%
1200-1180	97,22	7,28%	687,52	51,48%
1180-1160	76,30	5,71%	763,82	57,20%
1160-1140	90,21	6,76%	854,03	63,95%
1140-1120	96,93	7,26%	950,96	71,21%
1120-1100	85,50	6,40%	1036,46	77,61%
1100-1080	52,37	3,92%	1088,83	81,53%
1080-1060	42,34	3,17%	1131,17	84,71%
1060-1040	26,13	1,96%	1157,30	86,66%
1040-1020	34,12	2,56%	1191,42	89,22%
1020-1000	37,74	2,83%	1229,16	92,04%
1000-980	33,41	2,50%	1262,57	94,54%
980-960	27,82	2,08%	1290,39	96,63%
960-940	24,95	1,87%	1315,34	98,50%
940-920	20,07	1,50%	1335,41	100,00%
	1335,41	**100,00%**		

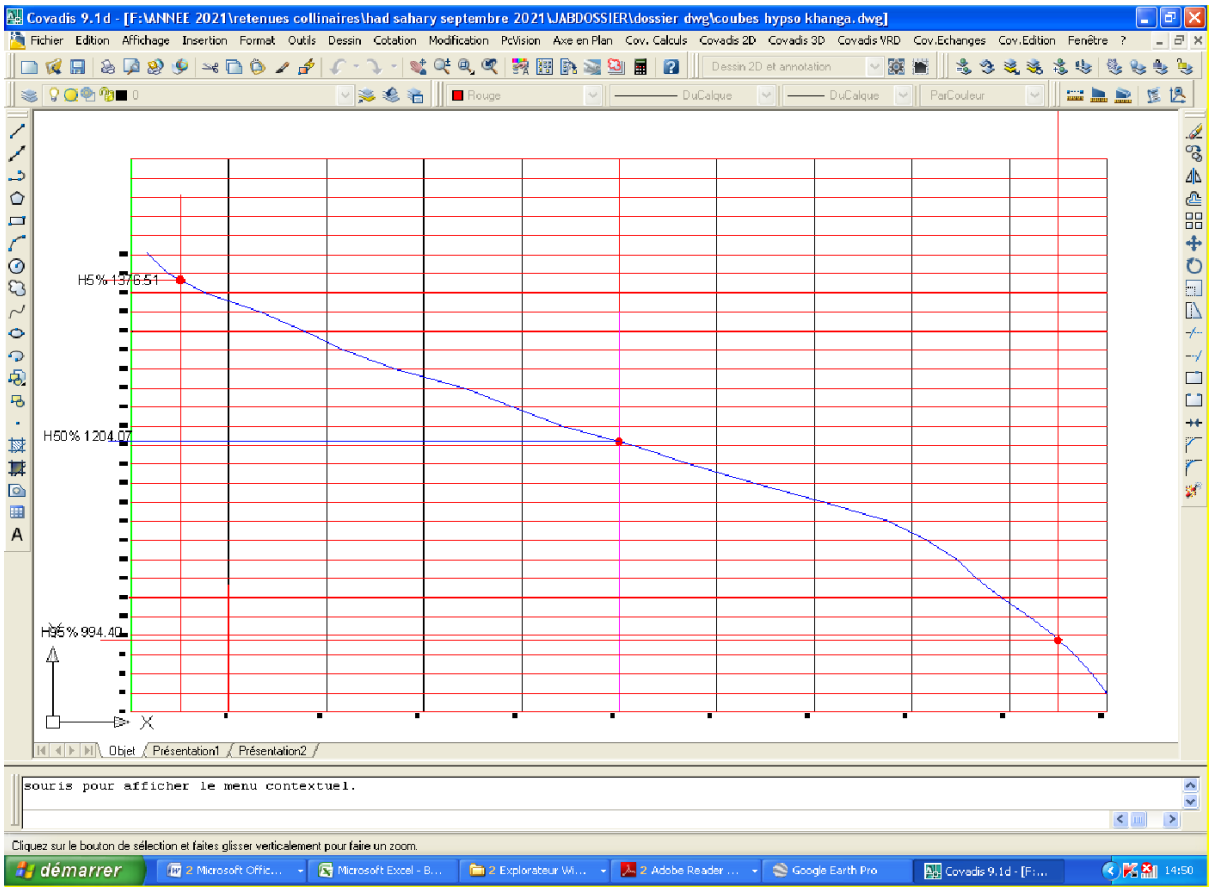

Figure III. 2: Courbe hypsométrique du bassin de l'oued Khanguet elArrar

Altitudes caractéristiques

On a obtenu directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement jusqu' à l'ouvrage. D'après la carte.

H_{max} =1411m, H_{min} = 920.00 m.

Tableau III. 2: Altitudes caractéristiques

Altitudes (m)	H moyen	Surfaces	Si*Hi	
1411	705,5	21,61	15245,855	
1380	1395,5	29,16	40692,78	
1360	1370	51,39	70404,3	
1340	1350	75,44	101844	
1320	1330	58,20	77406	
1300	1310	54,69	71643,9	

1280	1290	70,96	91538,4	
1260	1270	95,57	121373,9	
1240	1250	64,57	80712,5	
1220	1230	68,71	84513,3	
1200	1210	97,22	117636,2	
1180	1190	76,30	90797	
1160	1170	90,21	105545,7	
1140	1150	96,93	111469,5	
1120	1130	85,50	96615	
1100	1110	52,37	58130,7	
1080	1090	42,34	46150,6	
1060	1070	26,13	27959,1	
1040	1050	34,12	35826	
1020	1030	37,74	38872,2	
1000	1010	33,41	33744,1	
980	990	27,82	27541,8	
960	970	24,95	24201,5	
940	950	20,07	19066,5	
920 930	920 930			
		1335,41	1588930,84	1189,844943

H5%= 1376.51 m

H50% = 1204.07 m (L’altitude médiane)

H95% = 994.40 m

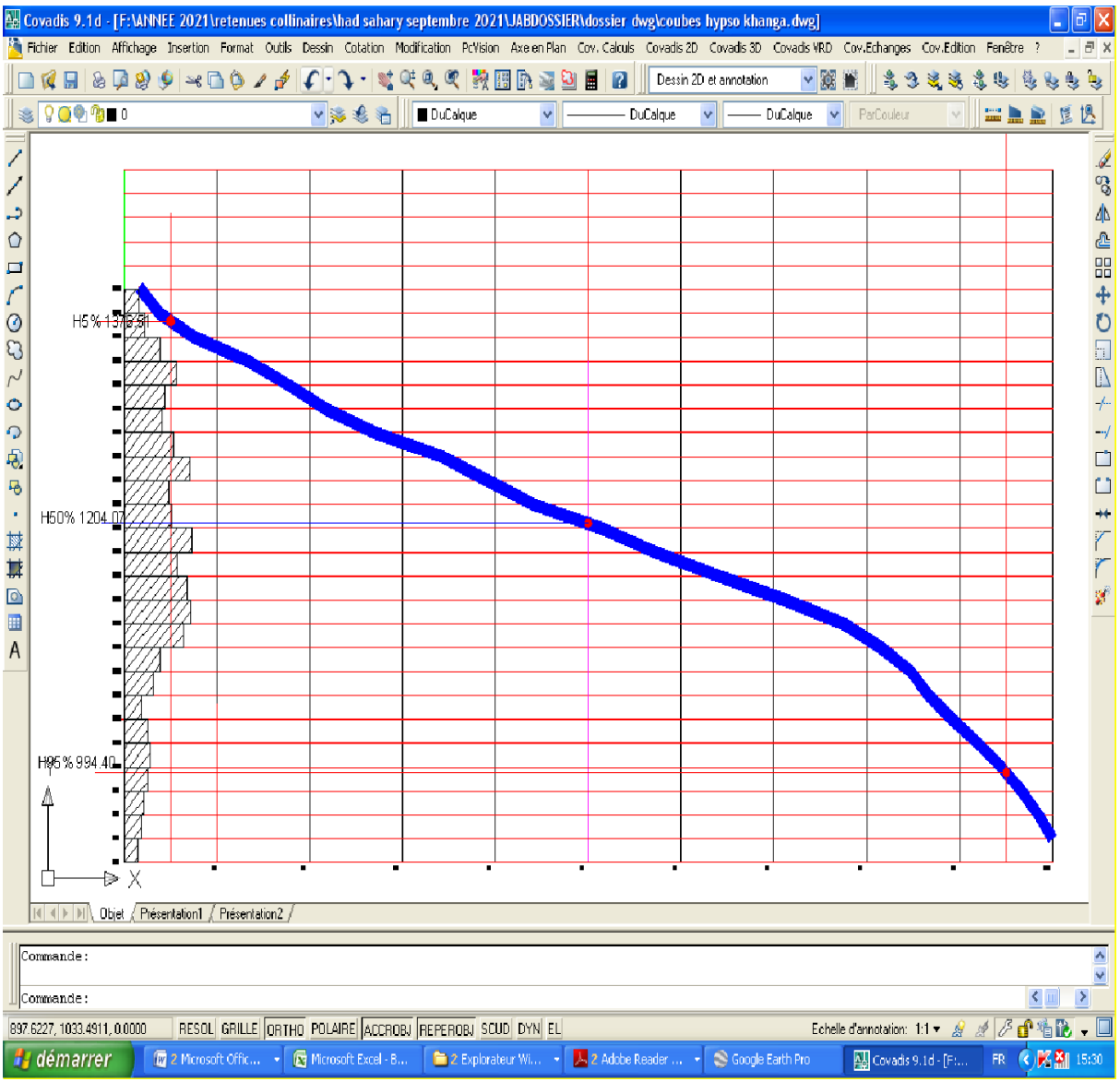

Figure III. 3: Altitudes caractéristiques

3.1.5. Indices

a) Indice de la pente de roche

Ip est donné par la formule suivante :

$$Lr = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_{i}^{n} \sqrt{A_i * D_i} \quad \text{..... (III. 7)}$$

Ip=14.50%

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

b) Indice de la pente globale

K : Est calculé par la formule de (P. Dubreuil. 1974)

$$Ig=\frac{H5\%-95\%}{L} \quad \text{..... (III. 8)}$$

$$Ig= 0.05984994 = 59.84\ m/K$$

D = Dénivelée entre H5% et H95%

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

c) Indice de pente moyenne

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

$$Ipm=\frac{\Delta H}{L} \quad \text{..... (III. 9)}$$

$$\Delta H = Hmax\text{-}Hmin = 1411\text{-}920 = 491 \quad \text{.....(III. 10)}$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

L =6.3843Km

Ipm =7.69%

Tableau III. 3: Classification du relief

Relief		Ig
1	Très faible	Ig<0.002
2	Faible	0.002<Ig<0.005
3	Assez faible	0.005<Ig<0.01
4	Modéré	0.01<Ig<0.02
5	Assez modéré	0.02<Ig<0.05
6	Fort	0.05<Ig<0.1
7	Très fort	0.05<Ig

Le relief de notre bassin versant très fort.

3.1.6. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

3.1.6.1. Réseau hydrographique

a) Densité de drainage

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad \text{..... (III. 11)}$$

ΣLi : longueur totale des talwegs d'ordre i en (Km)

S: surface du bassin versant en (Km²).

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

$$D_d = 0.515 km/km^2$$

b) Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme la période qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le laps de temps nécessaire à une goutte d'eau, tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant, pour atteindre l'exutoire. Il s'agit d'une caractéristique fondamentale de tout bassin versant.

L'estimation du temps de concentration peut être réalisée à l'aide de formules empiriques tels que la taille du bassin versant, la pente, la forme, et la rugosité du terrain.

- **Formule de GIANDOTTI (1937)**

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1{,}5L_{cp}}{0{,}8\sqrt{S_{moy} - H_{min}}} \text{.....}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km2).

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal(Km).

Lcp = 12,23 Km.

Tc : temps de concentrations exprimé en heure.

H_{moy} : altitude moyenne (627 m).

H_{min} : altitude minimale (400 m).

D'où : T_c = 3,31 h

- **Formule de SOGREAH – ANRH**

Est donnée par :

$$T_c = 3 * \left(\frac{S*L_{cp}}{(10*I_{cp})^{1,5}}\right) 0,25 \quad \text{..... (III. 12)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en km^2

L_{cp} : longueur du cours d'eau en km.

I_{cp} : Pente du cours d'eau principal en %.

D'où : **T_c = 1,952 h**

- **Formule de VENTURA Est donnée par**

$$T_c = 73,3\frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp}*100}} \quad \text{..... (III. 13)}$$

Avec :

I_{cp} : Pente moyenne du cours d'eau principal.

S : Surface du bassin versant.

D'où : **T_c = 4,76 h**

Voici un tableau qui récapitule toutes les valeurs obtenues :

Tableau III. 4: Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	Tc : temps de concentration trouvé (h)
Formule de GIANDOTTI (1937)	3,31
Formule de SOGREAH – ANRH	1,952
Formule de VENTURA	4,76

On prend T_c=1.952h

c) Vitesse de ruissellement

Le ruissellement se réfère à l'écoulement par gravité en surface du sol, suivant la pente naturelle du terrain et à travers le micro-réseau hydrographique. Il englobe les eaux météorologiques qui n'ont pas pu s'infiltrer, s'évaporer ou être stockées en surface. En d'autres termes, il représente le rapport entre la distance parcourue par le ruissellement et le temps de concentration.

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \quad \text{..... (III. 14)}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

V_R = 2,88 km/h Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant

Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	valeur
Superficie		S	Km2	13,35
Périmètre		P	Km	18,02
Coordonnées		X Y	Km Km	538,52 391,59
Longueur du thalweg principal		Lcp	Km	7,36
Indice de compacité		Kc	/	1.38 bassin
Coefficient d'allongement		Ca	/	4,06
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	6,360
	Largeur	Lr	Km	2.559
Altitudes	Maximal	Hmax	m	1411
	Moyenne	Hmoy	m	1189,84
	Médiane	Hmed	m	1204,07
	Minimale	Hmin	m	920
Indice de pente globale		Ig	%	0.05984
Indice de pente moyenne		Ipm	%	5,5
Indice de pente de roche		Ip	%	0,260
Densité de drainage		Dd	km/km2	0,55
Temps de concentration		Tc	h	1,952
Vitesse de ruissellementt		Dd	km/h	2,88

III.2 Caractéristiques climatologiques

L'absence d'une station climatologique dans le bassin versant d'Oued khanguett el arrar nous a conduit à sélectionner la station climatologiqueZAMZACH, similaire et située à proximité de la zone d'étude. L'objectif de l'étude climatologique est de recueillir des données essentielles sur le climat, nécessaires à la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques dans le bassin versant jouent un rôle crucial dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs déterminants du climat incluent :

3.2.1. Températures

Les températures de la région d'étude sont traitées à l'aide de la station climatologique DJELFA.

Tableau III. 6: Répartition mensuelle des températures

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Tc°	5,03	6,07	8,04	11,4	16,07	22,1	26,1	25	20	13,08	9,5	6,1	14,2

3.2.2. Humidité relative

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année

Tableau III. 7: Répartition mensuelle de l'humidité

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
H%	74	70	64	59	53	46	34	39	51	63	72	76	58

3.2.3. Evaporation

Le vent représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau :

Tableau III. 8: Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Vent (m/s)	4,9	4,1	4,1	4,8	4,4	3,6	3,9	3,4	3,8	3,5	4,5	4,7	3,8

SOURCE : Les données climatiques (température, humidité relative et vent) sont fournies par l'office National de la météorologie (O.N.M), et enregistrées sur une période de 29 ans.

3.2.4. TEMPERATURE

Température moyenne annuelle 14,2 °C.

Valeurs minimale et maximale 5,30°C (Janvier) – 26,1° C (Juillet)

HUMIDITE:

L'humidité relative moyenne annuelle : 58%,

Valeurs minimale et maximale 74 %(Janvier) 34 % (Juillet).

VENTS:

Vitesse moyenne annuelle 3,8 m/s,

Valeurs minimale et maximale 3.4 m/s à 4.9 m/s

EVAPORATION

Évaporation moyenne interannuelle Ev =1230 mm

3.2.5. Pluviométrie

L'analyse pluviométrique sera réalisée en se basant sur les données relatives aux précipitations mensuelles et journalières enregistrées à la station la plus proche de la zone d'étude.

3.2.5.1. Stations et données disponibles

La station disponible au voisinage du bassin et la plus proche du site est celle de ZAMZACH avec une période d'observation de 1953-2018 soit 55 ans. Le tableau « A reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Seules les années qui n'observent pas de lacunes sont considérées

Tableau III. 9: Station pluviométrique. (Source DRE DJELFA)

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X(km)	Y(km)	Z(km)		
Had Sehary	011102	A.N.R.H	538.592	3910.14	923	1953-2018	55

3.2.5.2. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

Tableau III. 10: Répartition des pluies moyennes mensuelles. (Source DRE DJELFA)

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Janv**	**Fév**	**Mars**	**Avril**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**	**Total**
P(mm)	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**	**29.88**
P %	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**	**17,72**

3.2.6. Précipitations maximales journalières

Les précipitations maximales journalières d'occurrence rare sont responsables de l'amplification des débits lors de crues significatives, nécessitant ainsi une protection adéquate des infrastructures. L'analyse fréquentielle des précipitations maximales journalières vise à estimer les valeurs extrêmes atteintes au cours d'une période de retour spécifiée. Cela nous conduit à rechercher la loi d'ajustement la plus appropriée pour modéliser la distribution des précipitations.

3.2.6.1. Estimation des pluies journalières maximales

L'analyse implique un ajustement de la série de données des précipitations maximales journalières en utilisant une loi théorique afin de déterminer l'intensité des pluies pour une période de retour donnée. Les caractéristiques de cette série sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III. 11: Pluies maximales journalières prise de la station 011101(Source DRE DJELFA)

Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)
1991	38,00	2001	29,50	2011	17.80
1992	30,00	2002	17,50	2012	19,60
1993	32,30	2003	30,90	2013	50,10
1994	31,30	2004	45,30	2014	15,60
1995	38,20	2005	19,20	2015	39,40
1996	24,80	2006	33,10	2016	34,60
1997	21,30	2007	18,50	2017	18,10
1998	29,50	2008	27,50	2018	13,70
1999	36,60	2009	40,50		
2000	24,00	2010	31,10		

Tableau III. 12: Caractéristique de la série pluviométrique (30 ans)

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyennes des Pmaxj en (mm)	$X=\frac{\sum_{i=1}^{N=28} X_i}{N}$	35,1
Ecart type « 6x »	$\sigma_x=[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=28}(X-X)^2}{28}}]$	13
Coefficient de variation « Cv »	$c_V=\frac{\sigma}{X}$	0,37

L'exposant climatique : 0,36

III.3 Choix de la loi d'ajustement

Étant donné la diversité des méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de plusieurs facteurs : - La loi de probabilité sélectionnée. - La taille de l'échantillon utilisé. - Certaines caractéristiques spécifiques de l'échantillon. Cependant, des études comparatives, qu'elles soient empiriques ou théoriques, ont été menées pour déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus performante pour une loi de probabilité donnée. Les lois d'ajustement choisies sont les suivantes :

1. la loi de log-normale (droite de GALTON).

2. la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

3.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$e^{-\frac{(X-X0)}{a}} \quad \text{(III. 15)}$$

$$Tel\ que\ \ y=\frac{(X-X0)}{a} \quad \text{(III. 16)}$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

α,x0 :coefficients d'ajustement.

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (grade x).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x0 : paramètre de position (mode)

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

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

Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3……n.
Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{(m-0,5)}{n} \quad \text{..... (III. 17)}$$

m : rang de précipitation et n : nombre d'observations (30)

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad \text{..... (III. 18)}$$

Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x0 »

Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + X0 \quad \text{.....(III. 19)}$$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

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

Tableau III. 13: résultat de l'ajustement a la loi GUMBEL

Période de retour (ans)	**Probabilité (q)**	**Xt**	**Ecart type**	**Intervalle de confiance**
1000	0.999	93.1	13.9	65.9-120
100	0.990	81.1	11.5	58.5-104
50	0.980	75.9	10.5	55.3-96.4
20	0.950	63.8	8.13	47.9-79.7
10	0.900	58.6	7.12	44.7-72.6
5	0.800	53.4	6.11	41.4-65.4
2	0.500	46.4	4.78	37.0-55.8

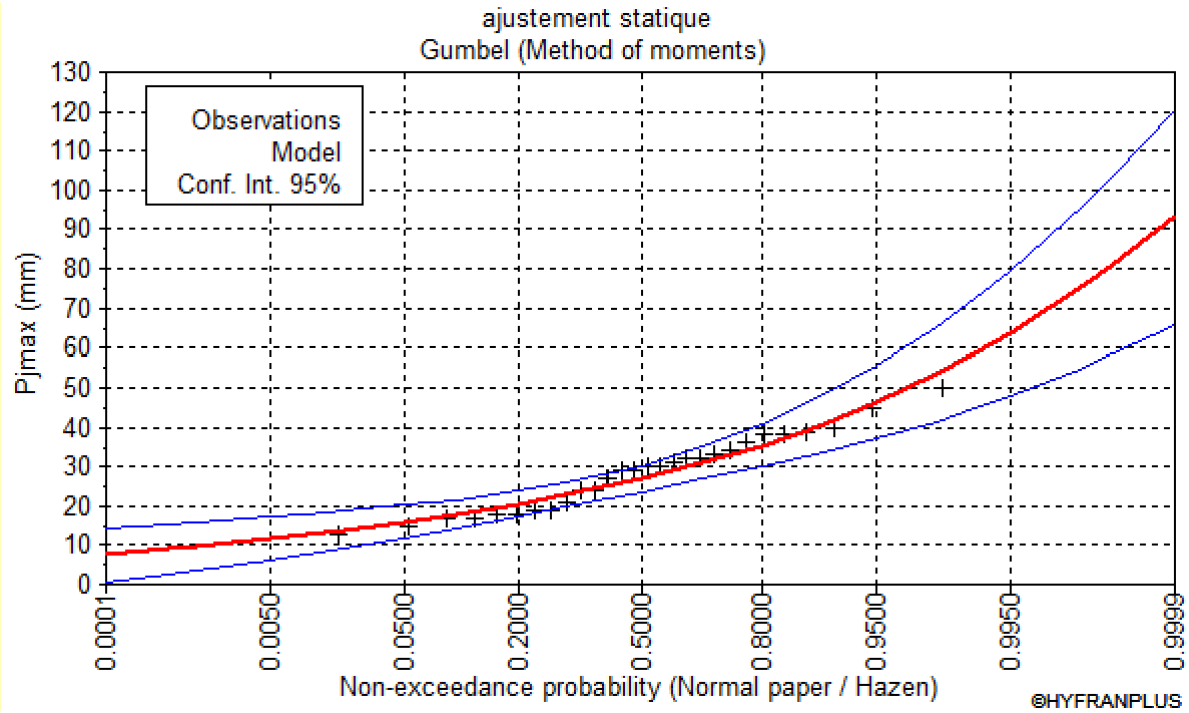

Figure III. 4: Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de L'échantillon
Minimum	Aucun	13.0
Maximum	Aucun	50.0
Moyenne	28.5	28.5
Ecart-type	9.60	9.6
Médiane	26.9	29.5
Coefficient de variation (Cv)	0.337	0.337
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.259
Coefficient D'aplatissement (Ck)	2.40	2.14

3.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\left(\frac{u^2}{2}\right)} du \quad \text{(III. 20)}$$

Avec :

F(x)=$\frac{Xi-X}{\sigma X}$(variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log x (p\%)} = \log x + б \log u \text{ (p\%)} \quad \text{.....(III. 21)}$$

$$\text{Log(x)}=\frac{\sum_{1}^{30} Xi}{N} \quad \text{..... (III. 22)}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau III 14.

Tableau III. 15: résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de Retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de Confiance
1000	**0.999**	**101**	**19.4**	62.9-139
100	**0.990**	**86.6**	**15.0**	57.3-116
50	**0.980**	**80.8**	**13.3**	54.8-107
20	**0.950**	**67.3**	**9.54**	48.6-86.0
10	**0.900**	**61.6**	**8.08**	45.7-77.4
5	**0.800**	**55.9**	**6.71**	42.7-69.0
2	**0.500**	**48.3**	**5.04**	38.4-58.2

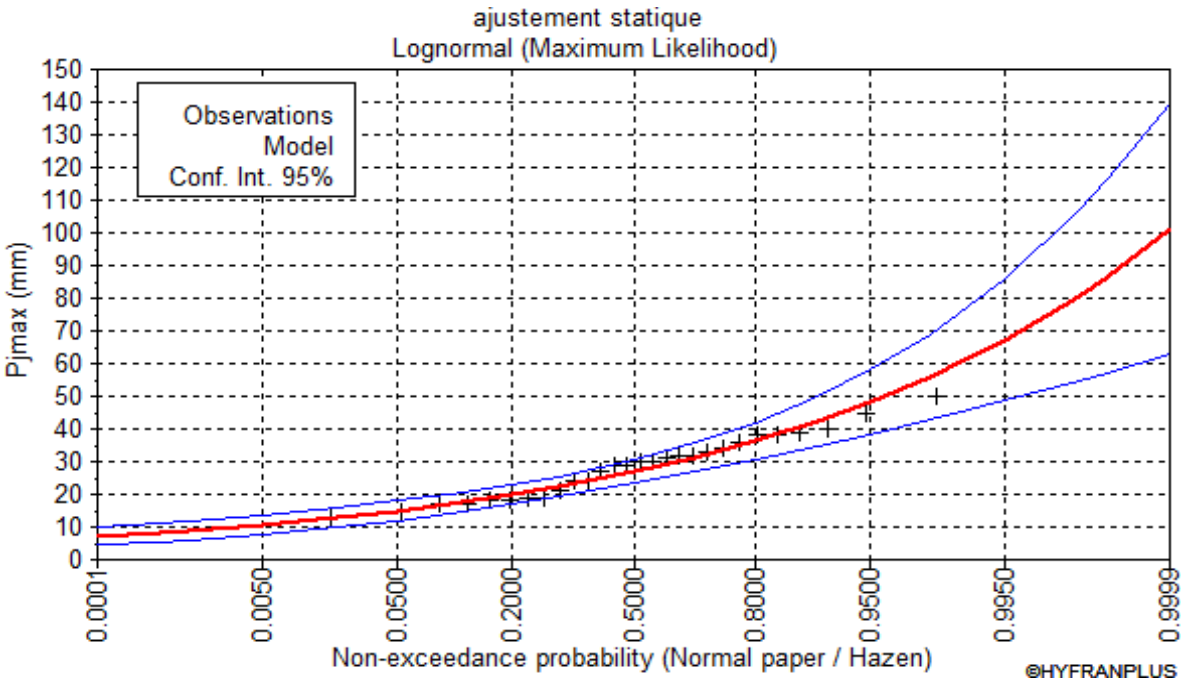

Figure III. 5: représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de L'échantillon
Minimum	0.00	13.0
Maximum	Aucun	50.0
Moyenne	28.6	28.5
Ecart-type	10.5	9.6
Médiane	26.9	29.5
Coefficient de variation (Cv)	0.368	0.337
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.15	0.25
Coefficient D'aplatissement (Ck)	5.4	2.14

3.3.3. Comparaison la loi d'ajustement

Voici le graphe de comparaison entre la loi de Gumbel et la loi de Galton (lognormal)

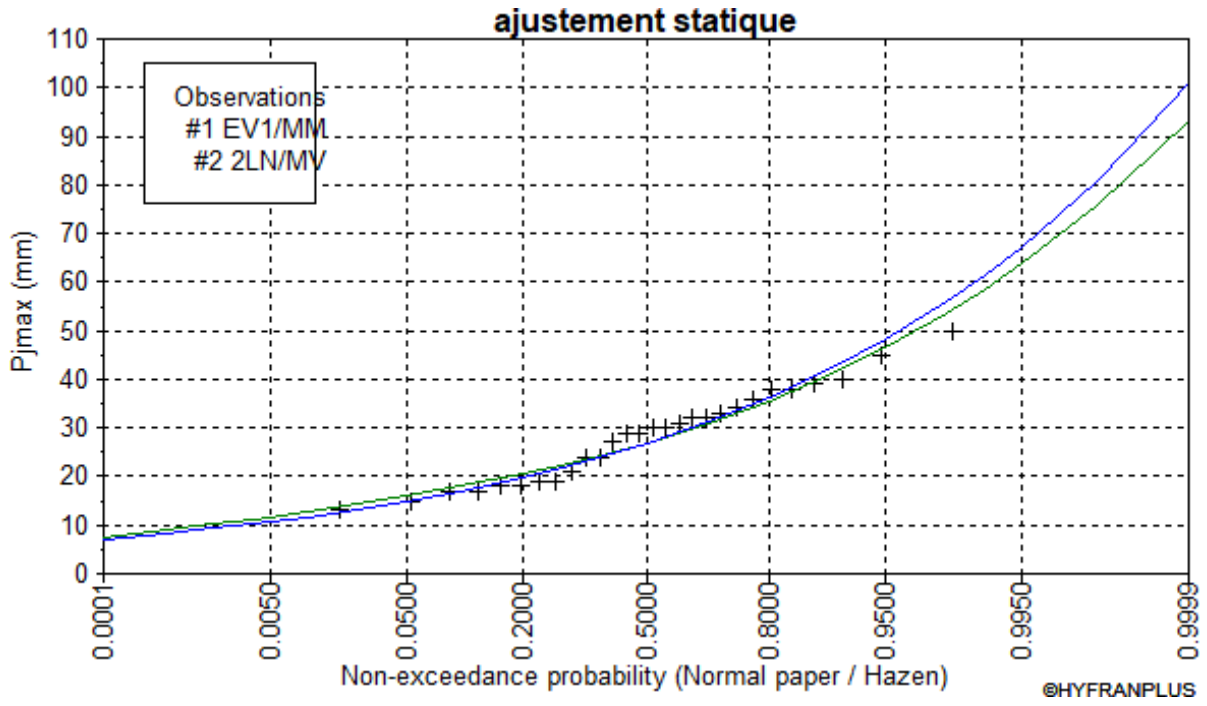

Figure III. 6: représentation graphique de la comparaison

D'après la comparaison, on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de Gumbel.

III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

$$Pmax, p\% = Pmax, j * (\frac{}{})^{24} \quad \text{.....(III. 23)}$$

Pmax, p% : pluie de courte durée de même fréquence que

Pmax j ,p% (mm)

Pmax,j: pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t: temps [heure]

$$I = \frac{Pmax,\%}{t} \quad \text{.....(III. 24)}$$

Les résultats de calcul de l'intensité pour les différentes fréquences dans l'annexe D

Tableau III. 17 Pluies fréquentielles en mm de durée (itc)

Période de retour (ans)	Valeurs (mm)
5	**35,4**
10	**41,0**
20	**46,4**
50	**53,4**
100	**58,6**
1000	**75,9**

III.5 Etudes des apports

L'absence d'une station hydrométrique surveillant Oued Khanguet el araar au site de la retenue collinaire nous a amenés à estimer l'apport liquide moyen annuel en utilisant des formules empiriques couramment employées en Algérie, surtout pour les petits bassins versants.

3.5.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A0)

En raison du manque de données hydrométriques, notamment l'absence d'une station hydrométrique sur le site de la future retenue, l'estimation de l'apport moyen annuel est réalisée à l'aide de formules empiriques.

- Formule de l'A.N.R.H

$$\mathbf{A0} = \mathbf{0,915} * \boldsymbol{P}^{\mathbf{2,4}} * \boldsymbol{S}^{\mathbf{0,842}} * \mathbf{10}^{\mathbf{6}} \quad \text{(III. 25)}$$

Avec : A_0: Apport liquide annuel (m^3).

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle en m.

S : Surface du bassin versant en Km^2.

AN : **A0 =166008 (m^3)**

- Formule de SAMIE

$$\mathbf{Le} = (\boldsymbol{P})^{\mathbf{2}} * (\mathbf{293} - \mathbf{2.2}\sqrt{\boldsymbol{S}}) \quad \text{(III. 26)}$$

Avec :

L_e : Lame d'eau ruisselée interannuelle en mm.

P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en m.

S: Surface du bassin versant en Km^2.

AN: **L_e = 15,712912 mm**

$$\mathbf{A0} = \boldsymbol{Le} * S \quad \text{(III. 27)}$$

AN: **L_e = 209767379 m^3**

- Formule MEDINGUER

$$\boldsymbol{A0} = \mathbf{1,024} * (\boldsymbol{P} - \mathbf{0.26}) * \boldsymbol{S} \quad \text{(III. 28)}$$

Avec :

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

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

AN : **A_0 = 76473262,46 m^3**

Que faut-il prendre pour P ?

Lors des études précédente telles que la protection de la ville de Had Sehary contre les crues(2010) , les précipitations sont /

Les principales caractéristiques du bassin sont:

Tableau n° 01

Caractéristiques		*Quantité*	*Unité*
Superficie	*S/B N° 01* *S/B N° 02* *S/B N° 03*	*266.608,07* *325.170,40* *4.700,00*	*M2* *M2* *M2*
Précipitations moyennes annuelles	***P***	***350***	***Mm***
Longueur de talweg et ses affluents De l'oued de la villetraversant la ville	*L*	*1.205,39*	*M*

Etude de protection de Had Sehary 2010

Pour l'étude de faisabilité P = 325 mm

Lamoyenneest :

234.82+350+325/3 = 303.27 mm

Alors on opte pour P= 325 mm

Pour l'étude de faisabilité ,A_0 = 497134 m3 =Ce P S = Ce *325* 13.40 = Ce**4.355

On tire **Ce= 0,11415247**

Avec P=325 mm et la formule de l'INRH , $A_0=0.915*(p)^{2.684}*(S)^{0.842}$ 10^6(m^3)

S km^2	P mm	p^2
13,35	**325**	0,105625

Etude des apports **Formules empiriques**

P en m S en km^2

Formule INRH **$A_0=0.915*(p)^{2.684}*(S)^{0.842}$** 10^6(m^3)

							Le=Ao/S		Ce
Résultat Ao	**0,397165266**	**Hm3**	**397165,27**	**m3**	**29,750207**	mm			**0,091539099**

Alors on opte pour un coefficient d'écoulement corrigé Ce = 0,11415247

Avec Ce=**0,11415247** on aura :

$A_0=C_e$ P S = 0,11415247 x 0.325x13.35 = 0.437 88 hm3= 495279.03 m3

Donc on prend la valeur **$A_0=495279.03\ m^3$**

Tableau III. 19: Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluie moy mensuelle (mm)	33,47	27,29	20,73	18,44	19,12	17,06	18,85	20,05	27,47	15,35	10,57	9,9
Pourcentage (%)	14,05	11,45	8,54	7,74	8,02	7,16	7,91	7,41	11,53	6,44	4,44	4,15
Apports (hm^3)	0,69	0,56	0,42	0.38	0.4	0.35	0.39	0.42	0.57	0.32	0.22	0.2

3.5.2. Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = A_0 / T \quad \text{(III. 29)}$$

A_0 : Apport moyen annuel(l). ($495279.03 * 10^3$)

T : Temps d'une année en secondes. ($T = 31.536 * 10^6$ s)

M_e = 15.71 l/s

B) Module de l'écoulement relatif

On a : $M_0 = M_e / S$.....(III. 30)

M_e: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km^2).

M_0 = 1.176 l/s/Km^2

C) Lame d'eau écoulée

$$L_e = A_0/S \text{.....(III. 31)}$$

L_e = 0.037 mm

D) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \text{.....(III. 32)}$$

C_e = 0.11415247

3.5.3. Coefficient de variation

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

- Formule de SOKOLOVSKY

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

Avec :

q : Module de l'écoulement relatif ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN: C_v=0,69

- Formule OURKGUIPROVODKHOZ

$$Cv = \frac{0{,}70}{M^{0{,}125}} \text{.....(III. 34)}$$

Cette formule est basée sur les données de 21 petits oueds de l'Algérie du Nord.

M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km^2.

A.N : C_v=0,69

- Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$Cv = \frac{0,83}{(S^{0,06} * q^{0,27})} \quad \text{.....(III. 35)}$$

Avec q : module de l'écoulement relatif

AN : Cv=0,68

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc : **Cv =0.69**, Vu que les 3 formules donnent des valeurs proches.

3.5.4. Estimation fréquentielle des apports

3.5.4.1. Estimation à partir de la distribution log normale (Body)

Les apports liquides fréquentiels sont donnés par la formule suivante et estimés en fonction de l'apport moyen annuel (A0) et du coefficient de variation (Cv) L'apport moyen fréquentiel peut être calculé par la relation proposée par Body qui est la suivante:

$$A = \frac{A0}{\sqrt{1+C^2}} e^{-u\sqrt{\ln(C^2+1)}} \quad \text{..... (III. 36)}$$

Avec :

A80%: Apport fréquentiel (F=0.80) en m^3.

u : Variable réduite de Gauss, qui est fonction de (u80%=0.841).

A_0: Apport moyen annuel en m^3.

C_v : Coefficient de variation des apports.

AN : $\boldsymbol{A80\%}$ = **0,705323 m^3**

3.5.4.2. Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A80%= 0,705Mm^3**

Tableau III.19 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
A80% (Mm^3)	**0,03**	**0,08**	**0,07**	**0,075**	**0,085**	**0,074**	**0,074**	**0,080**	**0,055**	**0,015**	**0,01**	**0,015**	**0,705**

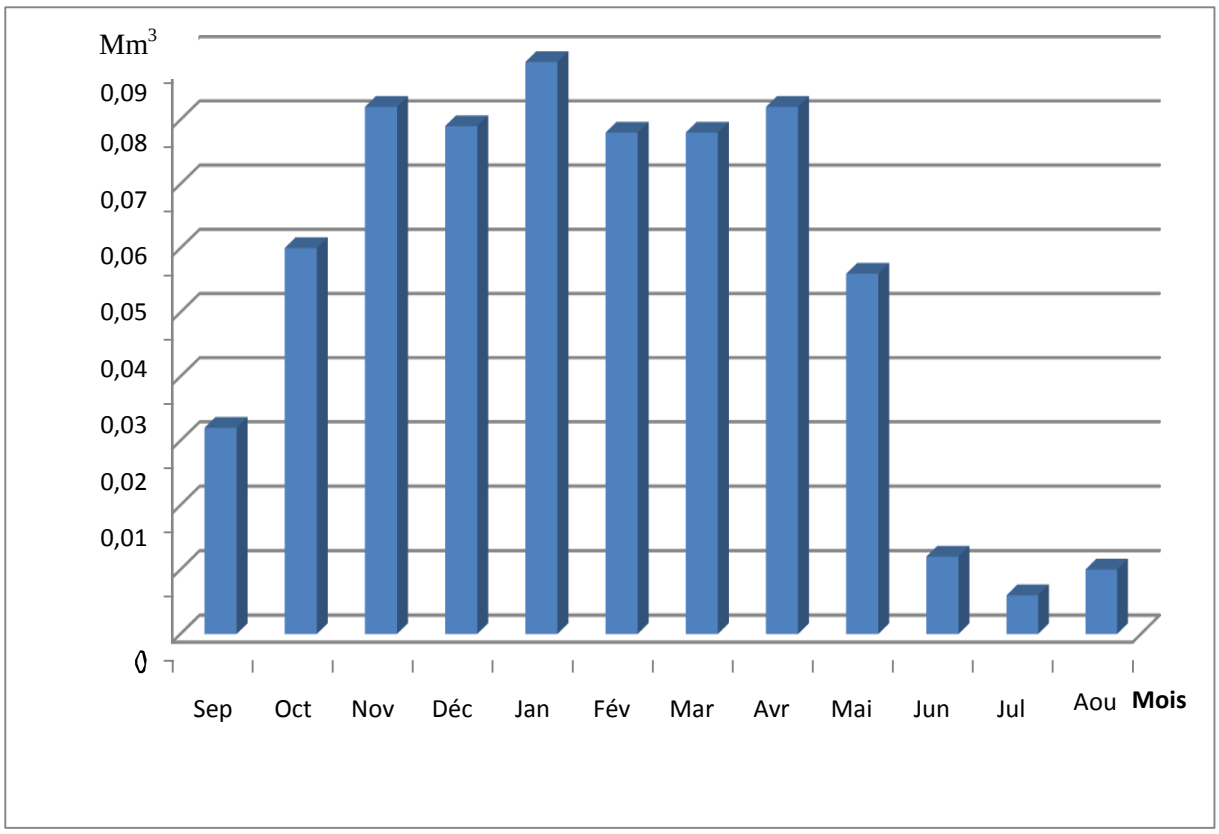

Figure III. 7:Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

III.6 Apports solides et estimation du volume mort

Le transport de sédiments constitue la fraction solide du cours d'eau quise déplace le long de son lit. Le déplacement de cette matière solide commence avec les processus d'érosion qui se produisent dans les cours d'eau du bassin versant, évoluant ensuite vers le courant hydrique. D'un point de vue hydrologique, notre intérêt se porte sur l'écoulement convergent vers le réseau de drainage. Ce réseau englobe, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, des processus tels que l'érosion des berges, le transport par le courant et la sédimentation du matériau dans divers tronçons.

Pour déterminer le transport solide, nous avons fait usage de formules empiriques spécifiquement appliquées aux bassins versants de l'Algérie du Nord

3.6.1. Apport solide en suspension

- FORMULE DE FOURNIER

$$\frac{E}{S} \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{36}} \left(\frac{P_m{}^{\mathbf{2}}}{P_a}\right)^{\mathbf{2,65}} \left(\frac{h^{\mathbf{2}}}{S}\right)^{0,46} \quad \text{(III. 37)}$$

Es : Taux d'abrasion en (t/Km2 /an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

Pa: Pluie moyenne annuelle.

h= 45%(Hmax - Hmin) [m]

S: Surface du bassin versant.

AN: Es= 376.77t/Km2/an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments, s=1.3t/m3 en fonction de la géologie du bassin versant. Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$Vm = \frac{Es*S*T}{\gamma s} \quad \text{(III. 38)}$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=15ans

Vm=56650.53 m3

- FORMULE DE TIXERONT (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$Vm = (\frac{1,05}{1,10})(\frac{Qs*T}{\gamma s}) \quad \text{(III. 39)}$$

$$Qs = \alpha * L^{0,15} * S \quad \text{(III. 40)}$$

ET : QS : Débit solide en [tonne/an].

γs: Poids spécifique dessédiments [1,3 t/m3].

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

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III. 20: Déférentes valeurs de « α »

Variation de perméabilité	**A**
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Pour une perméabilité moyenne faible **α=350**

AN: **Vm=5948306 m^3**

En opte pour la formule de TIXERONT comme volume mort de notre retenue c'est la relation la plus adaptée en Algérie donc le volume mort est de **Vm=56650,53 (m3).**

III.7 Etude des crues

Les crues représentent des écoulements variables au cours desquels les débits atteignent des valeurs significatives. L'objectif de leur étude est de déterminer les hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants. Cette estimation des crues revêt une grande importance pour assurer la sécurité de l'ouvrage en cours de construction.

Les paramètres qui définissent une crue comprennent :

- Le débit maximum (débit de pointe).

- Le volume.

- Le temps.

- La forme (hydrogramme de crues)

Pour déterminer le débit de pointe probable pour les crues avec différentes périodes de retour (1000, 50, 20 et 10 ans), ainsi que pour appliquer la méthode de l'hydrogramme synthétique pour la détermination du débit de période de retour 100 ans, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour les calculs.

3.7.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue

- Formule de Maillet et Gauthier

$$Q_{max,p\%} = 2 * K * \log(1 + 20 * P) * \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4logT - logS} \quad \text{.....(III. 41)}$$

Avec :

T : Période de retour en année.

K: Coefficient topographique entre (1-3), on prend K=2.

S : Superficie du bassin versant en Km2.

L : Longueur du thalweg principale en Km.

P : Précipitations moyennes annuelles en m

Tableau III. 21: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

T (années)	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Q (m^3/s)	**37,20**	**42,59**	**48,81**	**53,03**	**63,04**

- Formule de POSSENTI

$$Qmax.p\% = \frac{S * u * Pmaxj\%}{L} \quad \text{..... (III. 42)}$$

Avec : maxj% : Pluie maximale journalière a période de retour donnée.

S : surface du bassin versant en km^2.

μ : Coefficient compris entre 700-800.

L : longueur de talweg principal en km.

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III. 22: Débits maximum par la méthode de POSSENTI

T (années)	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Pj.max%(mm)	**41,0**	**46,4**	**43,4**	**58,6**	**75,9**
Q max.p%	**5,5**	**6,3**	**7,20**	**7,9**	**10,30**

Les résultats des tous les formules empiriques présentée dans le tableau suivant :

Tableau III. 23: débit de crue obtenue pour différentes méthodes

T (années)	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Q (m^3/s)	**23,75**	**25,24**	**28,05**	**29,70**	**34,27**

3.7.2. Hydrogramme de crue

3.7.2.1. Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski

L'hydrogramme de crue est une représentation fondamentale de l'événement de crue, permettant de définir ses principales caractéristiques, à savoir :

- Le volume.

- La durée.

- Le débit maximum (débit de pointe).

Le tracé de l'hydrogramme de crue suit la méthode de Sokolovski, qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de décrue.

a) Pour le temps de montée

Tm=Tc=4.23h Temps de montée.

$$Qs = Qm(\frac{T}{Tm})^2 \cdots\cdots (III.\ 43)$$

b) Pour le temps de décrue

$$Qd = Qm(\frac{Td-T}{Td})^2 \cdots\cdots (III.\ 44)$$

$T_d = \delta\ T_m$ (Sokolovski)

Q_m: Débit instantané de la montée (m3/s).

Q_d : Débit instantané de la décrue (m3/s).

T_m: Temps de la montée de la crue en heures.

T_d : Temps de la décrue en heures. Qmax : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s).

δ: 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 δ=2.5.

$T_d = \delta$ Tm=2.5*4.23=10.58h

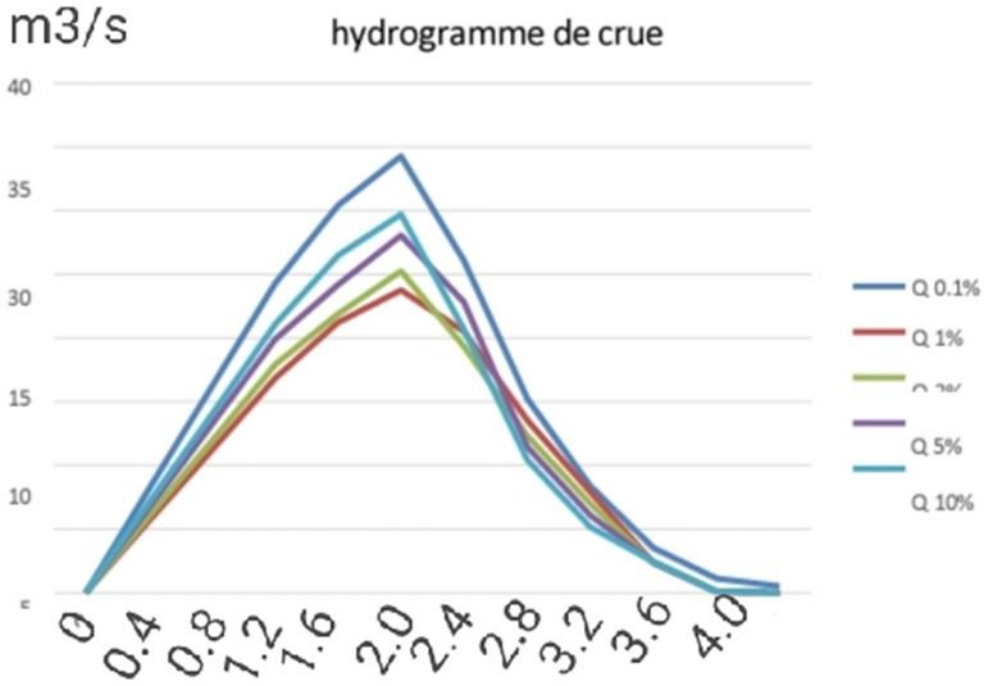

Figure III. 8: Hydrogramme de crues pour différents périodes de retour

3.7.2.2. Choix de la crue de projet

La crue de projet représente le débit maximal que l'ouvrage doit être en mesure d'évacuer. Le passage de cette crue doit s'effectuer sans causer de dommages à l'ouvrage, pouvant avoir des conséquences graves en aval. De plus, le laminage de la crue par la retenue ne doit pas entraîner une submersion dommageable en amont. Plusieurs comités et institutions ont formulé des recommandations pour le choix de la crue de projet, notamment le Comité National Australien des Grands Barrages (CNAGB) et le CEMAGREF (anciennement C.T.G.R.E.F). Les recommandations du CNAGB sont particulièrement prises en compte sur le site.

Tableau III. 24:Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages		Crue de projet recommandé
Elevés	- Perte de vie ; - Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants	- Pas de perte de vie; - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles	- pas de perte de vie ; - Dommages légers	1/1000 à 1/100

La détermination de la crue de projet nécessite la prise en compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant, incluant les précipitations, la superficie, la perméabilité, etc. L'indice global "Ig" est calculé en fonction de ces paramètres comme suit: \[Ig = Ia \times Id \times Ir \]

Où :

- \(Ia \) représente la somme des indices mineurs, incluant l'intensité des crues et les difficultés topographiques.

- \(Id \) représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

- \(Ir \) représente les risques.

En fonction de la valeur de \(Ig \), les étapes de dimensionnement de l'évacuateur de crues sont définies comme suit :

- Risque faible (\(Ig = 1 \)): Dimensionnement pour une crue centennale :

- Risque moyen (\(Ig = 2 \)): Dimensionnement pour la crue centennale avec vérification pour la crue cinq centennale et parfois millénaire.

- Risque élevé : La plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III. 25: Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance Moyennes	Incertitude
Géologie et Géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de Rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	Qmax(1%)+revanche	Qmax (1%) +revanche majorée avec vérification pour Qmax (0,1%) et Qmax (0,2%)	Qmax (0.1%)

Alors le débit de crue de projet pour un période de retour de 1000 ans, est de 34.27m^3/s

III.8 La régularisation

L'étude de régularisation de la retenue collinaire sur l'oued KHANGUETT ELARRAR vise à déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant. Différents types de régularisation sont employés :

1. La régularisation saisonnière :

- Elle est mise en œuvre lorsque les apports excèdent la demande.

2. La régularisation interannuelle :

- Elle est effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. On stocke les eaux des saisons humides afin de les restituer au cours des saisons sèches. Les paramètres qui influencent le calcul de la régularisation comprennent : - L'apport (A80% en Mm^3).

Tableau III. 26: La régularisation interannuelle

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**
U(Mm3)	0.45355	**0**	0.01	0	0	0	0.01	0.03595	0.0101	0.1579	0.1767	0.140226
U80%	0.071	0.132	0.090	0.095	0.0100	0.085	0.092	0.091	0.082	0.030	0.012	0.049

- La consommation totale (Mm3).

- Les infiltrations et l'évaporation.

- Les courbes caractéristiques de la retenue.

3.8.1. Répartition mensuel de l’apport 80%

Tableau III. 27: Répartition mensuelle de l’apport 80%.

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**	**Total**
A80%	0,03	0,080	0,070	0,075	0,085	0,074	0,074	0,080	0,055	0,015	0,01	0,016	0,705

3.8.2. Répartition mensuel des besoins

Les barrages destinés pour l'irrigation ont une garantie de restitution généralement égale à P = 80% qui répond à une marge de risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influant directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**
U(Mm^3)	0.45355	0	**0.01**	**0**	**0**	**0**	**0.01**	0.0359 5	0.0101	0.1579	0.1767	0.140226
U80%	0.071	0.132	0.090	0.095	0.0100	0.085	0.092	0.091	0.082	0.030	0.012	0.049

Tableau III. 28: Répartition mensuelle des besoins (Source ANRH)

3.8.3. Courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces»

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

$$\Delta Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H \quad \text{.....(III. 45)}$$

Si: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m2.

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m2.

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm3.

Le Tableau III.30 donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Courbe capacité-hauteur H=f(V)

Courbe surface-hauteur. H=f(S)

Tableau III. 29/ Courbe topographiques et volumétriques

H	**COTES**	**S(m^2)**	**(S1+S2/2)m^2**	**V M^3**	**V.CUMUL**
0	**923**	0,5984	0,2992	0,1496	0,1496
1	**924**	9,442,279	47,241,315	236,356,175	236,505,775

2	**925**	27,021,364	182,318,215	114,779,765	138,430,343
3	**926**	48,868,974	37,855,552	280,436,868	41,886,721
4	**927**	66,394,919	575,423,295	476,989,408	895,856,618
5	**928**	87,426,377	76,910,648	672,264,888	15,681,215
6	**929**	112,014,368	997,203,725	883,155,103	268,372,814
7	**930**	134,478,754	123,400,954	111,560,663	379,933,477
8	**931**	156,032,385	1,454,099,625	134,405,458	514,338,935
9	**932**	178,659,457	,345,921	156,377,942	670,716,877
10	**933**	201,904,221	110,281,839	17,881,388	849,530,757
11	**934**	227,394,787	122,649,504	202,465,672	105,199,643
12	**935**	257,195,857	140,295,322	228,472,413	120,046,884

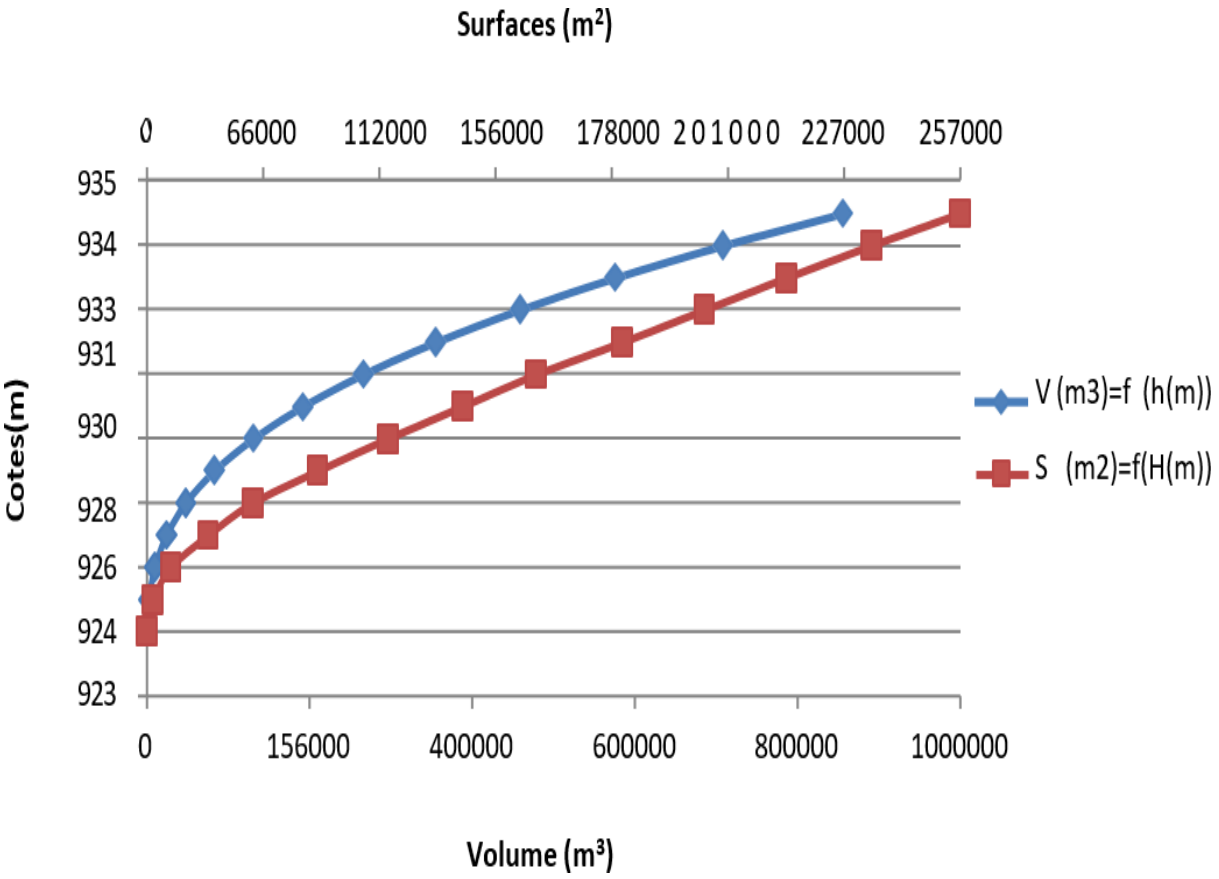

Figure III. 9: Courbe hauteur-surface-volume

3.8.4. Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

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

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

3.8.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III.30). Du Tableau (III.30) on a :

Tableau III. 30: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%	U80%	A-U	V(Hm3)
Sep	**0.303**	**0.001**	**1.1229**	**0.382**
Oct	**0.080**	**0.001**	**0.079**	
Nov	**0.070**	**0.090**	**-0.02**	**-0.231**
Dec	**0.075**	**0.095**	**-0.02**	
Jan	**0.085**	**0.01**	**0.075**	
Fev	**0.074**	**0.085**	**-0.011**	
Mar	**0.074**	**0.092**	**-0.018**	
Avr	**0.080**	**0.091**	**-0.01**	
Mai	**0.055**	**0.082**	**-0.027**	
Jui	**0.015**	**0.030**	**-0.015**	
Juil	**0.01**	**0.012**	**-0.002**	
Aou	**0.016**	**0.049**	**-0.033**	

Vs = 0.380Hm3

Vd = 0.2310Hm3

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

Vs>Vd **D'ou : Vu = Vd**

Alors : Vu=0.2310Hm^3

Le volume normal de la retenue

sera :

$$VNNR = Vu + Vm \quad \text{(III. 46)}$$

VNNR = 0.2310+0.056650

VNNR =0.28765 Hm

III.9 Laminage des crues

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 momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Qdt=q.dt+S.dh \quad \text{(III.44)}$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S * \frac{dh}{dt} \quad \text{(III. 47)}$$

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

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum. Nous retenons la méthode de Kotcherine.

3.9.1. Méthode de KOTCHERINE

Cette méthode est utilisée pour déterminer le débit de déversement d'une retenue en fonction du débit entrant de la crue. Elle permet de réguler le débit d'eau sortant de la retenue de manière progressive et contrôlée, ce qui contribue à atténuer les impacts des crues et à prévenir les inondations, se base sur les principes suivants :

1-l'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou trapèze.

2- les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversant selon une fonction linéaire.

3- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).

4-les pertes par infiltration et évaporation sont considérés comme nulles au moment de la crue. Dans notre cas on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$Qmax = Q\%.(1\text{-}VF/Vc) \quad \text{(III. 48)}$$

Ou :

Q% : le débit de la crue.

Vc : le volume de la crue

VF : le volume d'eau en charge.

$$Vc = 0.5 * Qmax.p\%.T \quad \text{(III. 49)}$$

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

L'estimation de la charge au-dessus de déversoir s'effectuer en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crue aux dimensions.

Le débit de crue se calcule par la formule suivante :

$$m.b.\sqrt{2g}Hd^{3/2} \quad \text{(III. 50)}$$

Avec :

m =0.49 coefficient du débit.

g=9.81 accélération de la pesanteur.

b : largeur de déversoir.

Hd : charge sur le déversoir.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de qmax,p% .

Tous les calculs et résultats sont illustres ci-après :

Tableau III. 31: Résultats de méthode de kotcherine

Hd(m)	PHE(M)		qlaminé					
		qlam	5	6	15	20	25	30
0	932	34.27	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	932.2	31.56	0.5325	3.2875	2.9057	3.8743	2.9057	5.8115
0.4	932.4	29.73	1.5061	6.0394	8.2186	10.9582	8.2186	16.4373
0.6	932.6	28.76	2.7669	9.2983	15.0986	20.1315	15.0986	30.1972
0.8	932.8	27.34	4.2600	12.9948	23.2458	30.9944	23.2458	46.4916
1	933	24.5	5.9535	17.0821	32.4870	43.3160	32.4870	64.9740
1.2	933.2	22.96	7.8261	21.5259	42.7053	56.9404	42.7053	85.4105
1.4	933.4	21.49	9.8620	26.2996	53.8148	71.7531	53.8148	107.6296
1.6	933.6	19.94	12.0490	31.3818	65.7491	87.6654	65.7491	131.4981
1.8	933.8	18.41	14.3774	36.7548	78.4546	104.6061	78.4546	156.9092
2	934	16.86	16.8390	42.4037	91.8871	122.5161	91.8871	183.7742
2.2	934.2	15.28	19.4270	52.3654	106.0092	141.3456	106.0092	212.0184

Le laminage de crue pour différentes largeurs déversantes représenté dans la figure suivante :

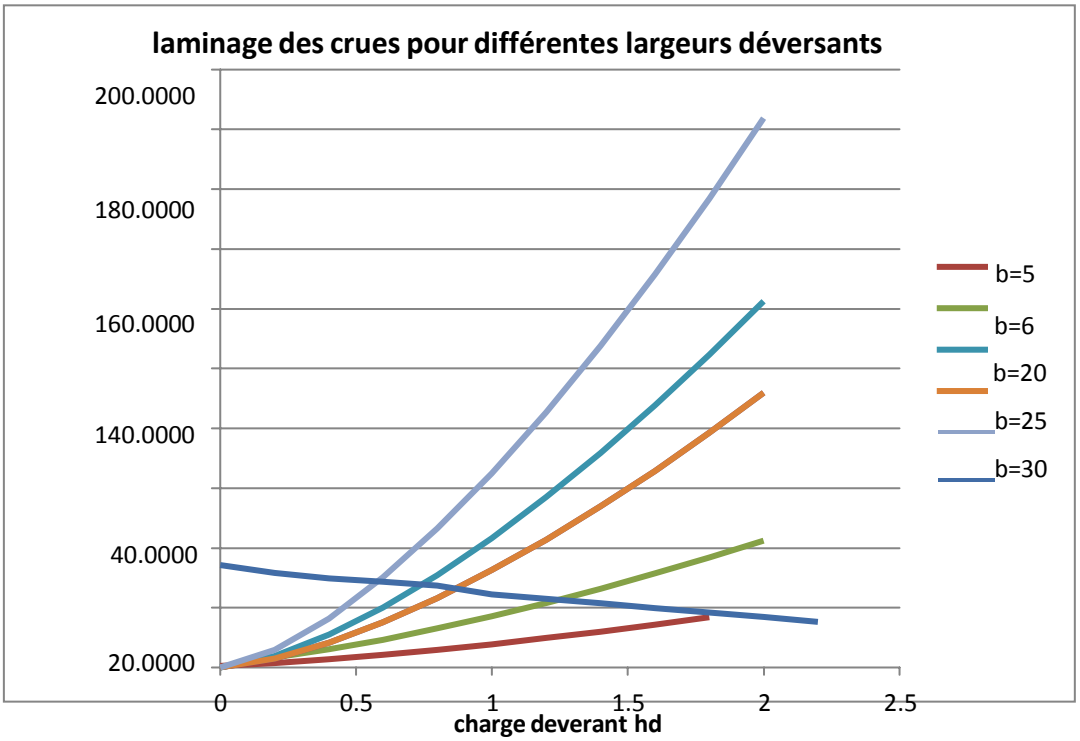

Figure III. 10: Courbes H=f (Q, qlam)

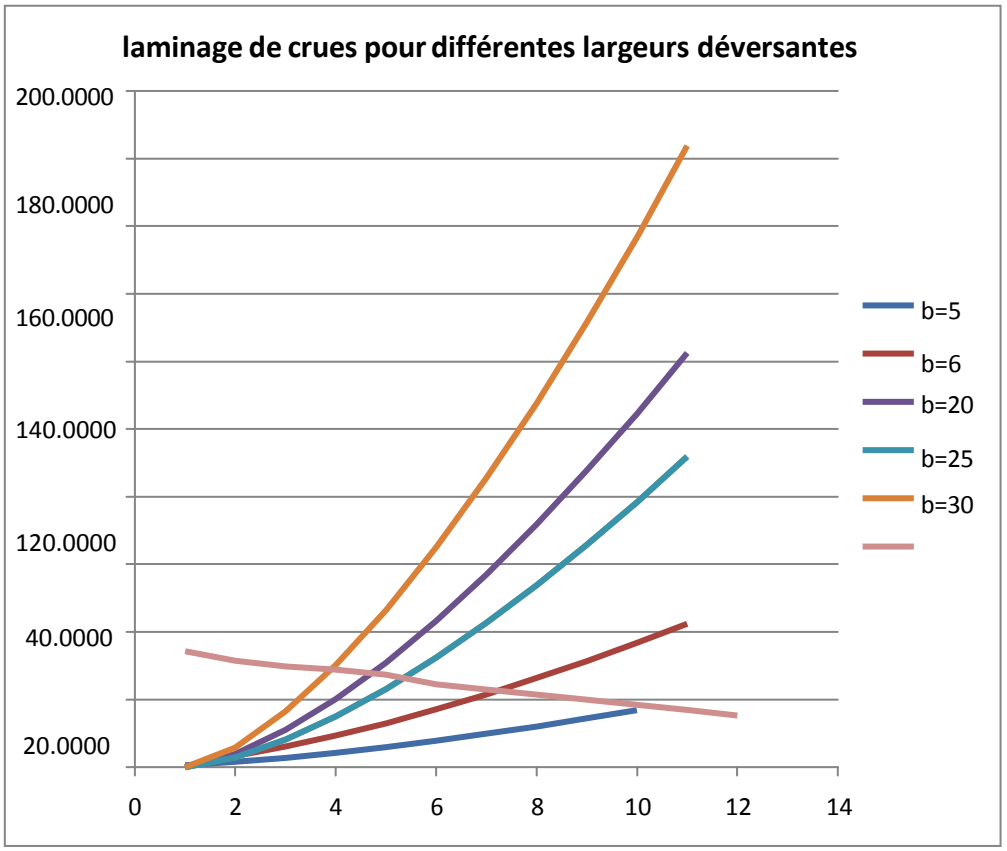

Figure III. 11: Courbes H=f (Q, qlam)

Les résultats de laminage des crues sont résumés au tableau suivant :

Tableau III. 32: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m3 /s)
5	1.7	19
6	1.2	21
15	1	23
20	0.9	25
25	0.75	27
30	0.6	30

III.10 Etude d'optimisation

3.10.1. Revanche

- Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R=0.75H+\mathrm{V}22g \quad \text{(III. 51)}$$

$$H=0.75+0.34F-0.264F \quad \text{(III. 52)}$$

Avec : V=1.5+2H

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch. F 0.20=km

AN :

H=0.728m

V=2.95 m/s

Donc: **R=1.00m**

- Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} + S \quad \text{(III. 53)}$$

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \quad \text{(III. 54)}$$

Avec:

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

V=1.5+0.66H

AN: H=0.65 V=1.93 m/s

Donc: R=1.18m

- Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad \text{(III. 55)}$$

AN : **R=1.13m**

On prend la valeur moyenne R=1.065

III.11 Calcul de la hauteur de barrage

La hauteur du barrage exprimé par :

$$Hb = NNR - Cf + hd + R + t \quad \text{(III. 56)}$$

NNR : niveau de la retenue normale.

Cf : cote du fond.

hd : hauteur déversées.

R : la revanche en (m).

Tt : Tassement en (m).

Tableau III. 33: Résultat de calcul de la hauteur de la retenue

Largeur (m)	Hd(m)	Hb (m)
5	1.7	11.87
6	1.2	11.37
15	1	11.17
20	0.9	11.07
25	0.75	10.92
30	0.6	10.77

la largeur en crête :

Différentes formules pour calculer la largeur en crête :

- Formules de KNAPPEN

$$bcr = 1.65\sqrt{Hb} \quad \text{.....(III. 57)}$$

- Formule de F-PREECE

$$bcr = (1.1\sqrt{Hb}) + 1 \quad \text{..... (III. 58)}$$

- Formule SIMPLIFIÉE

$$Bcr = 3.60^{3}\sqrt{Hb} - 3 \quad \text{.....(III. 59)}$$

On admet une valeur de t=0.04 m pour le tassement du barrage, le tableau donne le résultat suivant :

Tableau III. 34: Les résultats des calculs

Largeur (m)	Hd(m)	Hb (m)			
			KNAPPEN	F-PREECE	Simplifiée
5	1.7	11.87	5.68	4.79	5.21
6	1.2	11.37	5.56	4.71	5.10
15	1	11.17	5.51	4.68	5.05
20	0.9	11.07	5.49	4.66	5.02
25	0.75	10.92	5.45	4.63	4.99
30	0.6	10.77	5.41	4.61	4.95

On obtient une largeur de crête de : bcr= 6 m

III.12 Calcul des coûts

3.12.1. Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$Vdigue = \sum Vi \quad \text{.....(III. 60)}$$

$$Vi = \frac{S_i+S_{i+1}}{2}*L \quad \text{(III. 61)}$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$Si = \frac{b+B_i}{2}*H_i \quad \text{(III. 62)}$$

Bi : largeur de base, donnée par : Bi = (m1+m2) Hi + b

m1, m2 : fruits e talus amont et aval du barrage. (m1= 3, m2=2.5).

Hi : hauteur de la tranche au point i. (Le prix du mètre cube de remblai est estimé 400 DA.)

Tableau III. 35: Coût de la digue

B (m)	Hb(m)	Volume béton(m3)	Cout (DA)
5	11.87	341250.11	13650000
6	11.37	331994.22	13279760
15	11.17	321587.40	12863490
20	11.07	312578.80	12503150
25	10.92	308971.30	12358850
30	10.77	301224.15	12048960

3.12.2. Coût de l'évacuateur de crues

3.12.2.1. Coût du déversoir

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profils'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé. La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$Y = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)1.8 \quad \text{(III. 63)}$$

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$Vd = S*B \quad \text{(III. 64)}$$

S : Section transversale (m2).

B : Largeur De déversoir (m).

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 40.000(DA). (Source : entreprise ozgun)

Tableau III. 36: Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

B (m)	Hd(m)	S (m^2)	Volume béton(m3)	Cout (DA)
5	11.87	18.60	189.12	7560000
6	11.37	17.81	288.05	1152200
15	11.17	15.39	318.10	127240
20	11.07	13.73	418.13	1672520
25	10.92	11.24	587.30	2348000
30	10.77	10.11 630.21		2520840

3.12.2.2. Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} * L_{coursier} \quad \text{(III. 65)}$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 0.5met 0.4m. La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{coursier} = Q^{0.4} \quad \text{(III. 66)}$$

Tableau III. 37: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante

B (m)	H(m)	Q (m^3/s)	H_b(m)	$B_{coursier}$ (m)	Volume béton (m^3)	Montant(DA)
5	1.7	19	11.87	3.25	1030.12	2266264
6	1.2	21	11.37	3.38	1160.44	2552968
15	1.0	23	11.17	3.51	1292.15	2842730
20	0.90	25	11.07	3.62	1301.14	2862508
25	0.75	27	10.92	3.74	1390.03	2862508
30	0.60	30	10.37	3.90	1436.11	3159442

3.12.3. Coût total du barrage

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

Tableau III. 38: Coût Totale du barrage.

B (m)	Hdev(m)	Cout de la digue (DA)	Cout de déversoir (DA)	Cout de coursier (DA)	Cout total (DA)
6	1.2	13279760	1152200	2552968	16984928
15	1.0	12863490	1272400	2842730	16978620
20	0.90	12503150	1672520	2862508	17038178
25	0.75	12358850	2348000	3058066	17764916
30	0.60	12048960	2520840	3159442	17729242

Le cout total de barrage représenté dans la Figure suivante

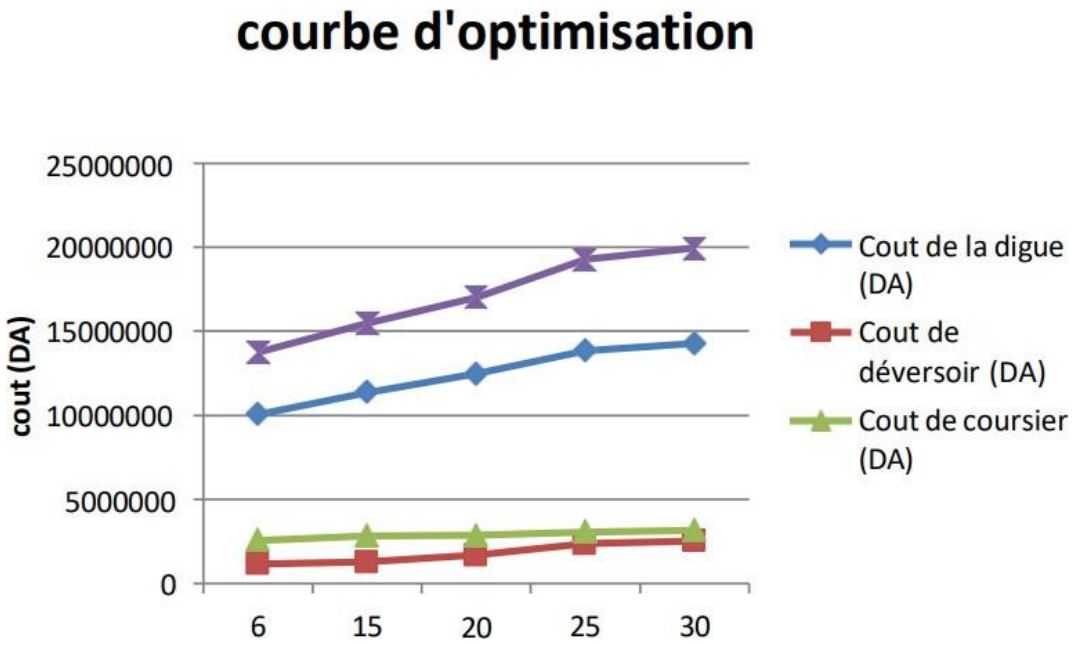

Figure III. 12. courbe d'optimisation

Conclusion

Ce chapitre q pour but de déterminer les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires et fondamentales dans la conception de barrage, et qui sont :

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

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	0.0566
Volume utile	Mm^3	0.2310
Volume au NNR	Mm^3	0.2877
Côte du fond	m NGA	323.0
Côte NNR	m NGA	332.0
Côte NPHE	m NGA	933.2
Côte en crête	m NGA	935.60
Largeur du déversoir	M	6
Charge déversée	M	1.2

Chapitre IV

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction

Le choix du type de barrage est déterminé en fonction des caractéristiques locales, notamment la nature du sol de fondation, la forme de la vallée, les contraintes liées au transport et à l'extraction des matériaux de construction depuis leurs zones d'emprunt, ainsi que les considérations économiques

IV.1 Le choix du site du barrage

En plus de la topographie, de la géologie et de l'hydrologie, le choix de l'axe du barrage est également influencé par des critères économiques, de sécurité et de facilité d'exécution de l'ouvrage. En d'autres termes, le choix de l'axe doit être conditionné par les éléments suivants :

- L'axe doit être, dans la mesure du possible, perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.

- Il faut tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.

- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

IV.2 Le choix du type du barrage

Absolument, les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont les suivants :

- La topographie du site.

- La morphologie de la vallée.

- Les conditions géologiques et géotechniques.

- Les matériaux de construction.

IV.3 Le choix des variantes de la digue

La disponibilité des matériaux argileux et enrochement aux environs du site, ainsi qu'à l'intérieur de la cuvette, nous a conduit à choisir trois types de digues qui font l'objet d'une étude comparative technico-économique. Il s'agit de :

- Barrage en terre homogène en argile.

- Barrage en terre zonée à noyau d'argile.

- Barrage en en rochement avec masque en béton

IV.4 Le profil général de la retenue

4.4.1. Hauteur de la retenue

a) Calcul de la revanche

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

R=1,06m

b) Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement de l'ordre (1 à 3) % de la hauteur de l'ouvrage

$$T = (0{,}01 - 0{,}03) \times Hb \quad \text{..... (IV. 1)}$$

$$T = 0{,}011 \times 12 = 0{,}13m$$

Nous prenons la hauteur de barrage : $\mathbf{H_b = 12m}$

c) Largeur en crête

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

Bcr = 6m

4.4.2. Pentes des talus

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus, c'est-à-dire que les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Les fruits de talus varient suivant la hauteur du barrage et en fonction de son type (matériau de construction).

Tableau IV. 1: Les valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage(m)	Type de barrage	Fruit destalus	
		Amont	Aval
H < 5	- Homogène - A zones	**2.5** **2**	**2** **2**
5 ≤ H < 10	-Homogène granularité étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	**2** **2.5** **2**	**2** **2.5** **5**
10 ≤ H < 20	-Homogène granularité étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	**2.5** **3** **2**	**2.5** **2.5** **3**
H ≥ 20	-Homogène granularité étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	**3** **3**	**2.5** **3**

D’après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage, on opte pour :

- Parement amont m1=3 m.
- Parement aval m2=2,5m.

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

4.4.3. Les bermes

Les revêtements de talus jouent un rôle crucial dans la réalisation et la réparation des surfaces de talus. En plus de conférer stabilité aux digues, ils contribuent à réduire la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces de talus aval, contribuant ainsi à prévenir l'érosion. De plus, ces revêtements servent d'appui aux revêtements des talus en amont. Dans le cadre de cette prévention, une berme est prévue sur le talus aval avec une largeur de 4 mètres.

4.4.4. Revêtement des talus de la digue

• **Talus aval :** Contre les pluies et les fissurations causées par le changement des températures. Cette protection peut être en enrochements –Gravier grossier ou gazon

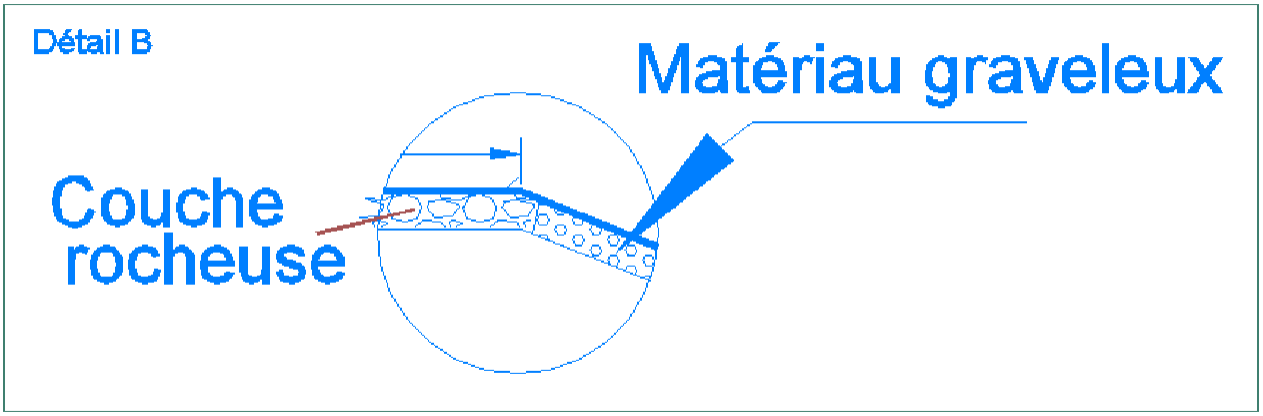

Figure IV. 3: Talus aval

• **Talus amont** : On retiendra une protection amont en enrochement en fonction de la hauteur des vagues hv et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. ». (Tennessee-Valley- Authority).

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e = CV^2 \quad \text{(IV. 2)}$$

e : Epaisseur de l'enrochement en m.

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s (2.95 m/s).
C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γs du matériau d'enrochement.

Tableau IV. 2: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s

Pentes des talus	Valeurs de «c» pour déférents poids spécifiques		
	$\boldsymbol{\gamma s}$=2.5	$\boldsymbol{\gamma s}$=2.65	$\boldsymbol{\gamma s}$=2.8
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 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau C=0.028, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0.24m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,45m.

Donc : On retiendra une protection amont en enrochement de diamètre moyen e=45cm posé sur une couche gravier de 30cm et une couche sable de 30 cm.

4.4.5. Etanchéité du barrage

4.4.5.1. Le noyau

- **La hauteur du noyau**

$$Hn = Hb - 1 \quad \text{.....(IV. 3)}$$

Hb : hauteur du barrage.

Hn : hauteur du noyau.

AN : Hn=11.61m

- **La largeur en crête du noyau**

$$Lc,n = 1/6Hb \quad \text{.....(IV. 4)}$$

AN: Lc,n=2.10

- **Classification de l'ouvrage**

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

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

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe Ⅲ.

- **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{noy}} \leq I_{adm} \quad \text{.....(IV. 5)}$$

Avec :

ΔH: Différence de charge entre l'amont et l'aval; ΔH =H1-H2

H2 : Hauteur d'eau à l'aval, H2= 0.

H1 : Hauteur d'eau à l'amont.

bnoy: Largeur à la base du noyau en m.

Iadm : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation

Tableau IV. 4: Valeur d'Iadm en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	**Class d'ouvrage**			
	I	**II**	**III**	**IV**
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre retenue appartient à la IV eme classe alors, on prend **Iadm=0.85**

- **Largeur moyenne en base du noyau**

$$\frac{\Delta H}{b_{noy}} \leq I_{adm} \quad \text{.....(IV. 6)}$$

AN : $\mathbf{b_{moy}= 9.81m}$

- **Largeur en base du noyau**

$$Lb = 2*b_{moy} - L_{c,n} \quad \text{(IV. 7)}$$

AN: L_b=17.52m

- **Détermination des fruits des talus**

$$L_b = 2*m*H_n + L_{c,n} \quad \text{(IV. 8)}$$

Donc : **m=0.66**

4.4.5.2. Les drains

A) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

- **Hauteur**

$$H_P = (0{,}15 \div 0{,}2)\ H_b \quad \text{(IV. 9)}$$

H_b : Hauteur de la retenue (Hb= 11.3)

On prend Hp =0,2 Hb.

Donc on aura : **Hp = 2.7 m**.

- **Fruit des talus**

m1= (1 ÷ 2) ; m2= (1.5 ÷ 2.5)

On prend : m1=m2=1.5

- **Largeur au sommet**

On prend la largeur en crête du prisme est la même que la largeur de berme avall.

Donc : **bp=4m**

B) Dimensionnement du drain tapis

- **La longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b/3 \quad \text{(IV. 10)}$$

Lb : Longueur transversale du barrage=77.11m

AN : L_d=25.7m

Les filtres

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables. .....0.30 m.
- Couches horizontales de graviers. .....0.30 m.
- Couches verticales ou inclinées..... 0.45 m.

4.4.5.3. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est m =1.

IV.5 Calcul du volume des différents matériaux

4.5.1. Barrage homogène en argile

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires. L'épaisseur du noyau dépend (Le Delliou 2003) de :

- La largeur minimale en crête pour le passage des engins.
- La disponibilité des terres imperméables.
- Le gradient hydraulique en contact avec la fondation

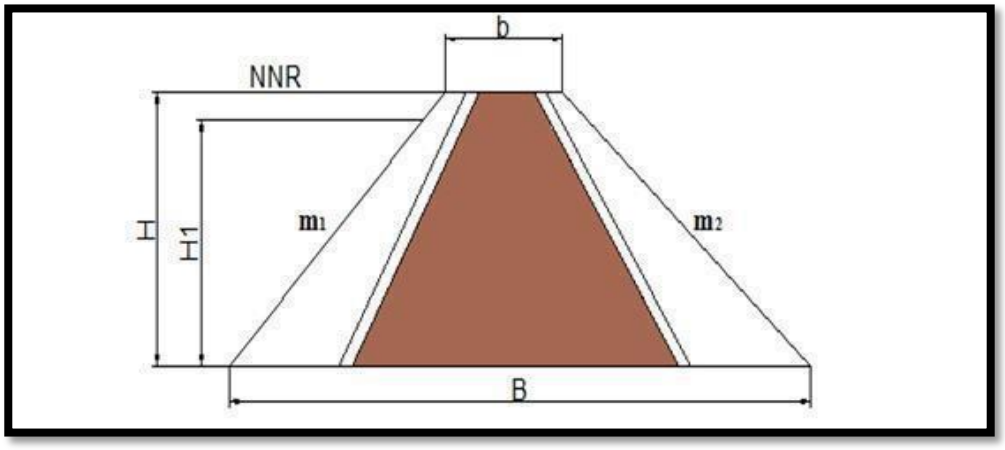

Figure IV. 4: Coupe transversal d'une digue zonée

A) Recharge (argile)

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcule les volumes totaux du barrage par la somme des volumes partiels de ses sections

$$Vb = \sum Vi \quad \text{(IV. 11)}$$

Avec :

$$Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L \quad \text{(IV. 12)}$$

Vi : le volume de la digue à la coupe « i »

Si : surface de la digue à la coupe « i »

Li : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1.

$$Si = \frac{b + B_i}{2} * H_i \quad \text{(IV. 13)}$$

Avec :

B_i : Largeur de la base

b : Largeur en crête du barrage

$$Bi = (m1 + m2)\ Hi + b \quad \text{(IV. 14)}$$

qm_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

H_i : Hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$Hi = NNR - Cf + R + Hd + t \quad \text{(IV. 15)}$$

Tableau IV. 5: Volume de recharge (Argile)

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	18.75	11	198.75
2	37.65	149.075	18	2613.75
3	260.75	435.97	80	38293.2
4	611.20	425.48	35	17019.2
5	260.75	149.075	18	2921.25
6	37.65	18.75	70	1192.5
7	0			
230				62238.65

B) Filtres et drains

Tableau IV. 6: Volume du sable

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	1.52	11	20.25
2	3.05	6.595	18	129.115
3	10.14	12.505	80	1215.45
4	14.87	12.505	35	540.2
5	10.14	6.595	18	144.305
6	3.05	1.52	70	121.5
7	0			
230				2170.8

Tableau IV. 7: Volume du gravier

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	3.545	11	40.45
2	7.09	14.18	19	258.145
3	21.28	26.01	80	2430.9
4	30.74	26.01	35	1080.4
5	21.28	14.18	18	288.515
6	7.09	3.545	70	242.7
7	0			
230				4341.1

C) Protection en enrochement

Tableau IV. 8: Volume d'enrochement

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	1.395	11	18.95
2	2.79	6.545	19	128.945
3	10.30	17.27	80	1672.65
4	24.24	17.27	35	743.4
5	10.30	6.545	18	144.115
6	2.7	1.395	70	113.7
7	0			
230				2821.76

4.5.2. Barrage à zones

4.5.2.1. Recharge

Tableau IV. 9: Volume de recharge

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	17.045	11	170.45
2	34.09	131.92	19	2242.64
3	229.75	370.15	80	33313.05
4	510.54	370.15	35	14805.8
5	229.75	131.92	18	2506.48
6	34.09	17.045	70	1022.7
7	0			
230				54061.12

4.5.2.2. Noyau

Tableau IV. 10: Volume du de noyau

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	2.33	11	28.3
2	4.66	20.33	19	371.11
3	36	53.33	80	4979.7
4	70.66	53.33	35	2213.2
5	36	20.33	18	414.77
6	4.66	2.33	70	169.8
7	0			
230				8176.88

4.5.2.3. Filtre et drains

Tableau IV. 11: Volume du sable

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	2.525	11	25.25
2	5.05	8.595	19	146.115
3	12.14	14.255	80	1282.95
4	16.37	14.255	35	570.2
5	12.14	8.595	18	163.05
6	5.05	2.525	70	151.5
7	0			
230				2339.06

Tableau IV. 12: Volume du gravier

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	4.395	11	43.95
2	8.79	15.93	19	270.81
3	23.07	27.91	80	2511.9
4	32.74	27.91	35	1116.4
5	23.07	15.93	18	302.67
6	8.79	4.395	70	263.7
7	0			
230				4509.4

4.5.2.4. Protection en enrochement

Tableau IV. 13: Volume d'enrochement

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	2.395	11	23.95
2	4.79	8.385	19	142.55
3	11.98	14.86	80	1337.4
4	17.74	14.86	35	594.4
5	11.98	8.385	18	159.32
6	4.79	2.395	70	143.7
7	0			
230				2401.32

4.5.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

La mise en place d'un noyau étanche peut poser des défis, notamment en raison du manque de matériaux appropriés et des difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre. Une solution envisageable consiste à utiliser un masque en béton, une paroi étanche appliquée sur le talus amont du barrage. Bien que cette approche présente l'avantage d'une facilité de réparation, elle demeure plus exposée aux agressions extérieures telles que les contraintes mécaniques, thermiques et abrasives. Ce type de masque, qui est parmi les plus anciens, est aujourd'hui largement délaissé en raison de sa rigidité, peu adaptée aux déformations du massif support. Généralement constitué de dalles préfabriquées ou coulées sur site, il intègre des joints de dilatation pour atténuer les effets des déformations du béton.

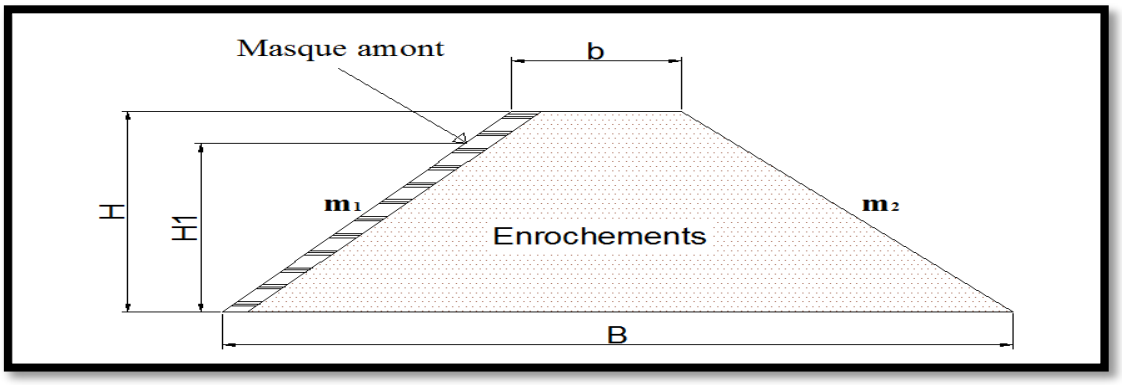

Figure IV. 5: Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3+0.001*H \quad \text{..... (IV. 16)}$$

H : la hauteur de barrage

A.N : e = 0.311 m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m

4.5.3.1. Recharge (enrochement)

Tableau IV. 14: Volume de recharge

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	19.875	11	198.75
2	39.75	153.75	19	2613.75
3	267.75	425.48	80	38293.2
4	583.20	425.48	35	17019.2
5	267.75	153.75	18	2921.25
6	39.75	19.875	70	1192.5
7	0			
230				62238.6

4.5.3.1. Recharge (enrochement)

Tableau IV. 15: Volume de recharge

Coupe	Si (m2)	Smoy(m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	1.895	11	18.95
2	3.79	7.585	19	128.945
3	11.38	13.91	80	1251.9
4	16.44	13.91	35	556.4
5	11.38	7.585	18	144.115
6	3.79	1.895	70	113.7
7	0			
230				2206.0

L'estimation du coût des variantes

Variante	Matériaux	Unité	Quantité	$Prix_{uni}$(DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	**Recharge**	**m^3**	61230.11	500	3061505.5	**4080997.5**
	Sable	**m^3**	2255.52	1250	2819400	
	Gravier	**m^3**	4434.11	1250	5326307.5	
	Enrochement	**m^3**	2921.75	1000	2921750	
Zonée	**Recharge**	**m^3**	54065.12	500	25030560	**4209032.5**
	Noyau	**m^3**	8176.88	500	4188440	
	Sable	**m^3**	2339.06	1250	2923825	
	Gravier	**m^3**	4509.43	1250	5646787.5	
	Enrochement	**m^3**	2401.32	1000	2401320	
En enrochement	**Recharge**	**m^3**	62238.65	1000	62238650	**143861020**
	Béton	**m^3**	2206.01	37000	81622370	

D'après le tableau, la variante la plus économique est la 1 ere variante (barrage homogène en argile).

Conclusion

Les caractéristiques du site concerné par l'étude, la disponibilité des matériaux de construction de la digue au niveau de la zone du site, et l'analyse des résultats de l'étude comparative entre les trois variantes, nous permettent à choisir la première variante (digue homogène).

Chapitre V

CHAPITRE V: ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Introduction

On se basant sur les résultats obtenus dans le chapitre précédant (l'étude des variantes de la digue), on a opté pour la première variante à savoir un barrage en terre homogène en argile. D'une hauteur totale de 13.11 m au-dessus de la fondation. La largeur En crête est de 5m, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3-2.5)

Dans ce chapitre, on va aborder tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

V.1 Calcul des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier les conditions suivantes.

5.1.1. Critères de TERZAGUI

$$\frac{\mathrm{d15}_{Filtre}}{\mathrm{d85\ sol\ protéger}} < 4 \quad \text{(V. 1)}$$

la condition d'absence de phénomène de renard

$$\frac{D_5}{17} \geq 0.32\sqrt[6]{(1+0.05n)} \quad \frac{}{1-n} \quad \text{(V. 2)}$$

Avec

η: Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η=D60/D10.

n : Porosité du sol en fonction d'unité n = no-0,1Log η.

no= 0,4 pour les sols caillouteux.

no =0,45 pour les sols argileux.

Associer aux conditions citées en équations ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{\mathrm{d15}_{Filtre}}{\mathrm{d85\ sol\ protéger}} < 5 \quad ; \frac{\mathrm{d15}_{Filtre}}{\mathrm{d85\ sol\ protéger}} < 20 \quad ; \frac{\mathrm{d15}_{Filtre}}{\mathrm{d85\ sol\ protéger}} < 25$$

5.1.2. Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres

d5 = 0.0011mm ; d10 = 0.0011mm.

d17 =0.0018mm ; d60 =0.012mm.

n0 = 0.45

η = 10.9

n = 0.35

d5/d17= 0.61 > 0.39

La condition de est vérifiée donc il n y a pas de phénomène de RENARD

5.1.3. Vérification de la condition de TERZAGUI

d15 = 0.0008 ; d50 = 0.03 ; d85 = 0.2

D15 = 0.027 ; D50 = 0.27

D15/d85 = 0.135 < 4

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

V.2 Etude des infiltrations

Pour les barrages en terre, avant le calcul de filtrations hydrauliques, il faut tout d'abord déterminer la ligne de saturation où le calcule suppose les hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale.
- La ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY.
- Le calcul se fera pour la section critique de la digue.

5.2.1. Tracer de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction.

Dans un barrage en terre, KOZENY a montré que la ligne de saturation est une parabole dont l'équation est :

$$X=\frac{y^2-y_0^2}{2y_0} \quad \text{(V. 3)}$$

$$\text{Avec } y_0=\sqrt{h^2+d^2}-d \quad \text{(V. 4)}$$

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

b = mb*h = 3*11.55 = **34.65m**

h : La hauteur d'eau en amont (h=11.55m)

d = Lb – 0.7b Lb:

L'emprise de la digue

AN : d = Lb – 0.7b = 51.4-0.7*34.65=**27.145m**

Et: **y0** = **2**.35**m**

On aura: $y^2 = 4.95x + 6.13$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau V. 1: Coordonnées de la parabole de KOZENY

Y(m)	0	1.5	3.2	4.6	6	7.4	9.1	10.4	11.76
X(m)	-1.24	-0.78	0.83	3.05	6.03	9.82	15.49	20.61	26.7

5.2.2. Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q = K * I * A \quad \text{(V. 5)}$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m3 /s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité de la digue. (K=2*10^-8 m/s).

A : section d'infiltration par unité de longueur = y*1

Le gradient hydraulique est déterminé par : I=dy/dx.

Donc :

q = K*y*dy/dx

Et : y*dy/dx = y0

D'où : q = K* y0 = $4.96*10^{-8}$ m^3 /s/ml

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q*L \quad \text{(V. 6)}$$

AN : **Q = 1.15*10^-5 m3 /s**

Le volume total perdu sur une année est de V perdue =$369m^3$

Et en comparant ce volume au volume régularisé on trouve :

V perdu / V régularisé =0.06 %, donc le volume perdu est trop faible par conséquent notre retenue est rentable du point de vue stockage.

5.2.3. Vérification de la résistance à l'infiltration de sol du corps de barrage

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I=\frac{\Delta H}{\delta n} < \text{Iadm} \quad \text{(V. 7)}$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue = 11.55m.

δn : épaisseur moyenne de la digue = 41.06.

Iadm : gradient hydraulique admissible = 1.95.

AN : **I = 0.28 < 1.95**

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

V.3 Etude de stabilité

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire d'oued Sfoulia, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la

méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel. Quatre cas peuvent être vérifiés :

- Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.
- Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal

5.3.1. Principe de la méthode

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure V.01) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

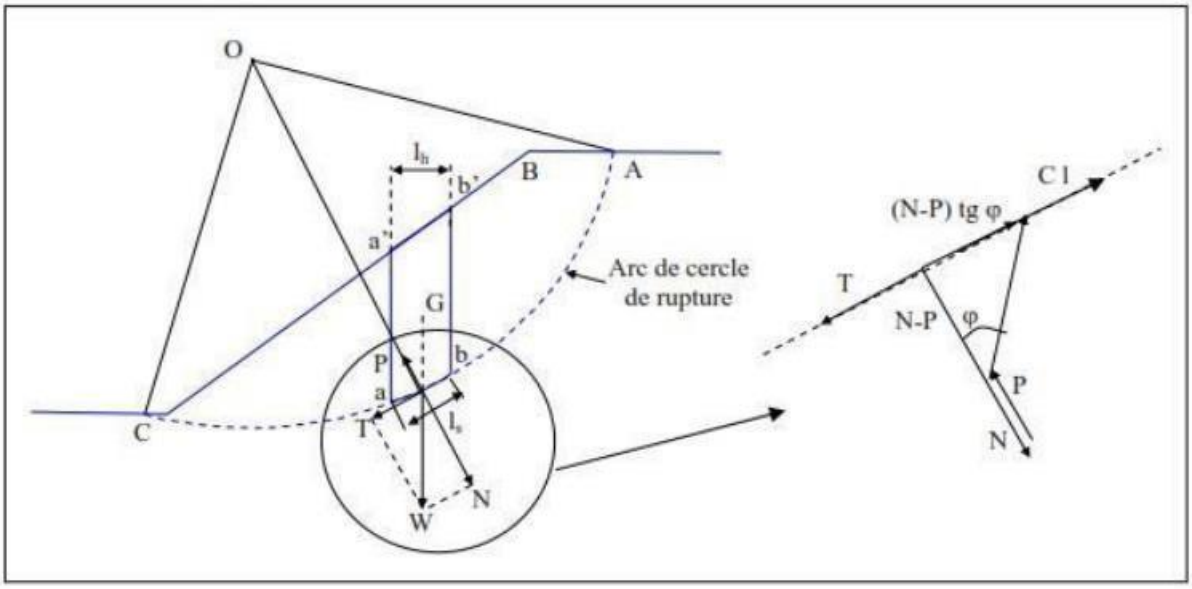

Figure V.1: Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la Méthode de Fellenuis

5.3.2. Ordre de calcul

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.

- Tracer les arcs des cercles de rayons R1 et R2

Avec : R1= K1Hb et R2= K2Hb.

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=13.11 m).

(K1-K2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V.2

Tableau V. 2: Les différentes valeurs de K1et K2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1= R_1/H_b$	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
$K_2= R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Tableau V. 3: Les valeurs de K1, K2, R1 et R2

Talus	Pente de talus	K_1	K_2	R_1	R_2
Amont	3	1	2.3	13.11	30.15
Aval	2.5	0.875	2.025	11.47	26.55

- Le centre des rayons étant le point « B »

- L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

- On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur b=0,1R, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «kadm ».

$$K_s = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \quad \text{(V. 8)}$$

Tableau V. 4: Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
sans séisme	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷1,15	1,15 ÷1,1	1,1 ÷1,05
avec séisme	1,1 ÷1,05	1,1 ÷1,05	1,1 ÷1,05	1.05

Donc :

Kas, adm = 1,1 ÷1,05

Kss, adm= 1,05

5.3.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

$$Gn = b\,(\gamma 1\,.h1 + \gamma 2\,.h2 + \gamma 3\,.h3(\quad \text{(V. 9)}$$

Avec:

h1, h2, h3 : hauteurs des tranches.

γ1: densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ2: densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ3: densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

Remarque :

γsat : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γh : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

γd : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

γ ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

1. Composante normale (forces stabilisatrices)

$$N = Gn \cos \alpha \quad \text{(V. 10)}$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices)

$$T = Gn \sin \alpha \quad \text{(V. 11)}$$

Avec :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro s}^{F}\text{ordrede la section divisé}}{10} \quad \text{(V. 12)}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - sin^2 \alpha} \quad \text{(V. 13)}$$

b) Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U.\, dl = \gamma w.\, h\, .dl \quad \text{(V. 14)}$$

Avec:

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γw: poids volumique de l'eau

$\gamma w = 10 KN/m^3$.

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion

$$Fc = c\, .dl \quad \text{(V. 15)}$$

Avec :

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme

$$T = a.\,Gn \ldots \quad (V.16)$$

Avec :

a : Coefficient de séisme.

5.3.4. Classement des forces

- **Les forces stabilisatrices**

1) Force de frottement

$$F1 = Nntg\varphi - U\,dl\,tg\varphi \quad (V.17)$$

Avec: φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

2) Force de cohésion

$$Fc = c\,dl \quad (V.18)$$

Avec

$$dl = \frac{2\pi RBi}{360} \quad (V.19)$$

R : rayon de la courbe de glissement.

Bi : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$Ms = [(Nn - U\,dl)\,tg\varphi + c\,dl]\,R \quad (V.20)$$

- **Les forces motrices**

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 :

$$M = R\sum_{i=1}^{n} Tn \quad (V.21)$$

5.3.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

a) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme :}\quad Kss = \frac{\sum Nntg\emptyset + \sum Cdl}{\sum Tn} \qquad (V.\ 22)$$

$$\text{Avec séisme:}\quad Kas = \frac{\sum Nntg\emptyset + \sum Cdl}{\sum Tn + \frac{1}{R}\sum aGndn} \qquad (V.\ 23)$$

Avec : C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone.

dn: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

P: Pression interstitielle.

N: Contrainte normale.

T: Contrainte tangentielle.

b) Fin de construction (talus amont et aval)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme :}\quad Kss = \frac{\sum Nntg\emptyset + \sum Cdl}{\sum Tn} \qquad (V.\ 24)$$

$$\text{Avec séisme :}\quad Kas = \frac{\sum Nntg\emptyset + \sum Cdl}{\sum Tn + \frac{1}{R}\sum aGndn} \qquad (V.\ 25)$$

c) Retenue normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations. Ce cas a la

réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme : } Kss = \frac{\sum(Nn-P)tg\emptyset+\sum Cdl}{\sum Tn} \quad (V.26)$$

$$\text{Avec séisme: } Kas = \frac{\sum(Nn-P)tg\emptyset+\sum Cdl}{\sum Tn+\frac{1}{R}\sum aGndn} \quad (V.27)$$

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. Sont représenté dans l'Annexe C.

Conclusion

D'après le calcul de stabilité, et les résultats de coefficients de sécurité minimum obtenus pour les différents cas de fonctionnement. On peut dire que la sécurité des talus de notre ouvrage est assurée.

Chapitre VI

Etude de stabilité de la digue

VI.1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes

La stabilité des barrages en terre est étudiée en utilisant des méthodes couramment appliquées à l'analyse des pentes en mécanique des sols, telles que celles de Fellenius, Bishop, Spencer et Janbu. Ces méthodes reposent sur l'équilibre des forces, où les forces déstabilisatrices (comme le poids et les pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, en respectant des marges de sécurité définies. Un facteur crucial influençant la stabilité est la pression interstitielle, qui peut s'installer de manière durable dans le remblai en raison des écoulements permanents, des variations de contraintes dues à la construction, à une vidange rapide ou à des séismes. Plusieurs configurations doivent être analysées, notamment :

a. *Fonctionnement normal (talus aval)*

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont pris en compte ; le champ de pression interstitielle est calculé à l'aide d'un réseau d'écoulement traversant le barrage et sa fondation, en tenant compte des différentes perméabilités.

b. *Fin de construction (talus aval et amont)*

Les pressions interstitielles sont élevées, bien qu'il n'y ait pas encore d'action de la retenue, car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c. *Vidange rapide (talus amont)*

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées, ce qui déstabilise le remblai vers l'amont. Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont regroupés dans le Tableau VI.1.

Tableau VI.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe IV, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm}$= 1,11 - 1,05
- Avec séisme : $K_{as,adm}$= 1,05

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissibles afin de vérifier la stabilité des talus. Cette vérification prend en compte les caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport entre le moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain. Ce coefficient doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « kadm ».

VI.2 Méthode de FELLENIUS

Dans cette méthode, on admet que la rupture se produit suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire, et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. De plus, on considère qu'il n'y a aucune interaction dans la troisième dimension du barrage, perpendiculaire à la vallée. Pour que cette approximation soit valide, la longueur du barrage le long de cette troisième dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture.

En adoptant cette hypothèse, on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

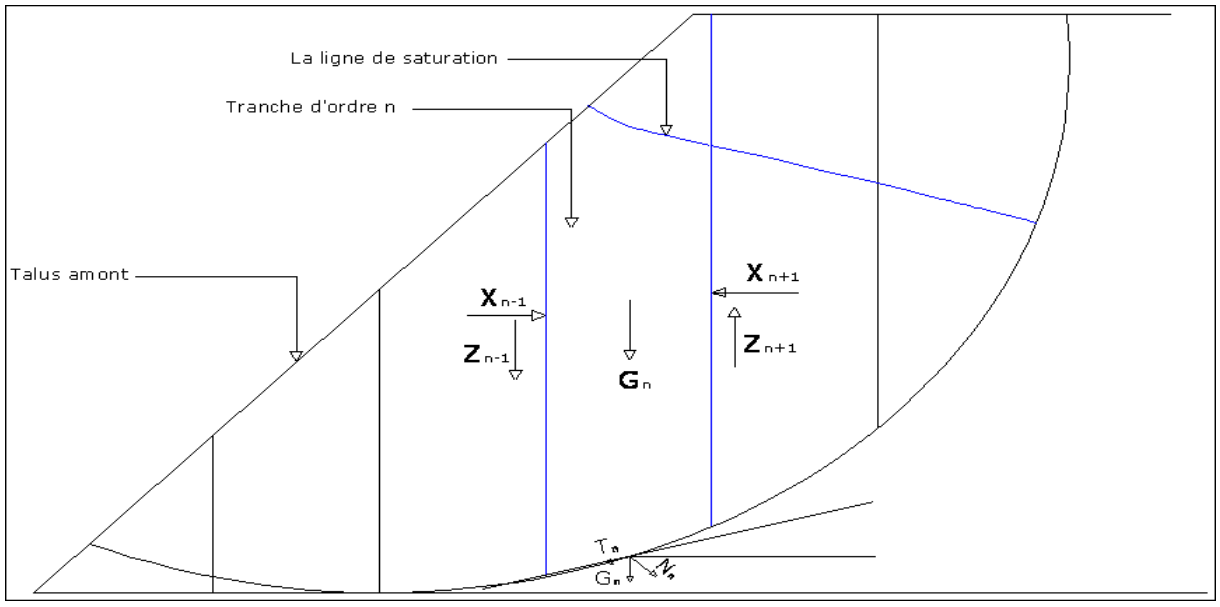

Figure VI.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

Telque :

G_n : le poids de la tranche,

N_n : la composante normale du poids (G_n) de la tranche ramenée au niveaudu cercle de glissement,

T_n : la composante tangentielle du poids (G_n) de la tranche ramenée auniveau du cercle de glissement,

X_n, Y_n : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n-1) sur latranche (n),

X_{n+1}, Y_{n+1} : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n+1) sur latranche (n).

Pour simplifier les calculs, FELLENIUS admet les hypothèses suivantes :1. Au niveau de chaque tranche:

$X_{n+1} - X_n = 0 Y_{n+1}$

$- Y_n = 0$

Ce qui revient à dire qu'il n y a pas d'intiraction.

2. La force tangentielle T_n a tendance à entraîné le glissement, elle estmotrice.
3. La force N_n est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, ellecrée une force résistante

Le moment des forces résistantes est la somme de celui des forces defrottement et de celles de cohésion s'écrit :

$$\sum(N_n - P).Tg(\varphi).R + \sum C.dl.R \quad \text{.....(VI.1)}$$

Tel que : $P = U.dl$ ..... (VI.2)

U : la pression interstitielle,dl

: longueur en arc de la tranche,

R : rayon du cercle de glissement,

φ : angle du frottement,C :

la cohésion,

Le moment des forces motrices s'écrit :

$$\sum T_n.R = R.\sum T_n \quad \text{.....(VI.3)}$$

Le coefficient de sécurité F est défini comme le moment résistant aumoment moteur :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\phi) + C.dl}{\sum T_n} \quad \text{.....(VI.4)}$$

En tenant compte de séisme le coefficient de sécurité devient :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\phi) + C.dl}{\sum T_n + \frac{a.G_n.d_n}{R}} \quad \text{.....(VI.5)}$$

Tel que :

a : Le coefficient de la séismicité,

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre ducercle de glissement.

VI.3 Ordre de calcul

VI.3.1 Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
4. $R_1 = K_1.H_b$.

   $R_2 = K_2.H_b$.

   H_b : Hauteur totale du barrage 12 m.

(K_1-K_2) : sont déterminés d'après le Tableau VI.2 en fonction de pente de talus.

Tableau VI.2: valeurs de K_1, K_2 en fonction de pente de talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Tableau VI.3 : Les rayons des cercles de glissement.

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	12	14,3
Aval	2,5	0,875	2,025	10,5	24,3

Dans notre cas, le centre des rayons est le point B. L'intersection des rayons R1 et R2 avec les deux lignes (verticale et inclinée) délimite la zone des cercles. Ensuite, on trace une courbe de rayon « R » qui doit se situer dans les limites du talus aval, c'est-à-dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « O ».

La zone délimitée par la courbe est ensuite divisée en parties verticales (tranches) d'une épaisseur b = 0,1R. Pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, tandis que celles de gauche sont numérotées positivement, contrairement au talus amont.

VI.3.2 Les efforts agissants sur une partie de glissement

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- Poids de la tranche « G ».
- Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- Forces de pressions interstitielles (U).
- Forces de Cohésion.
- L'effort du séisme.

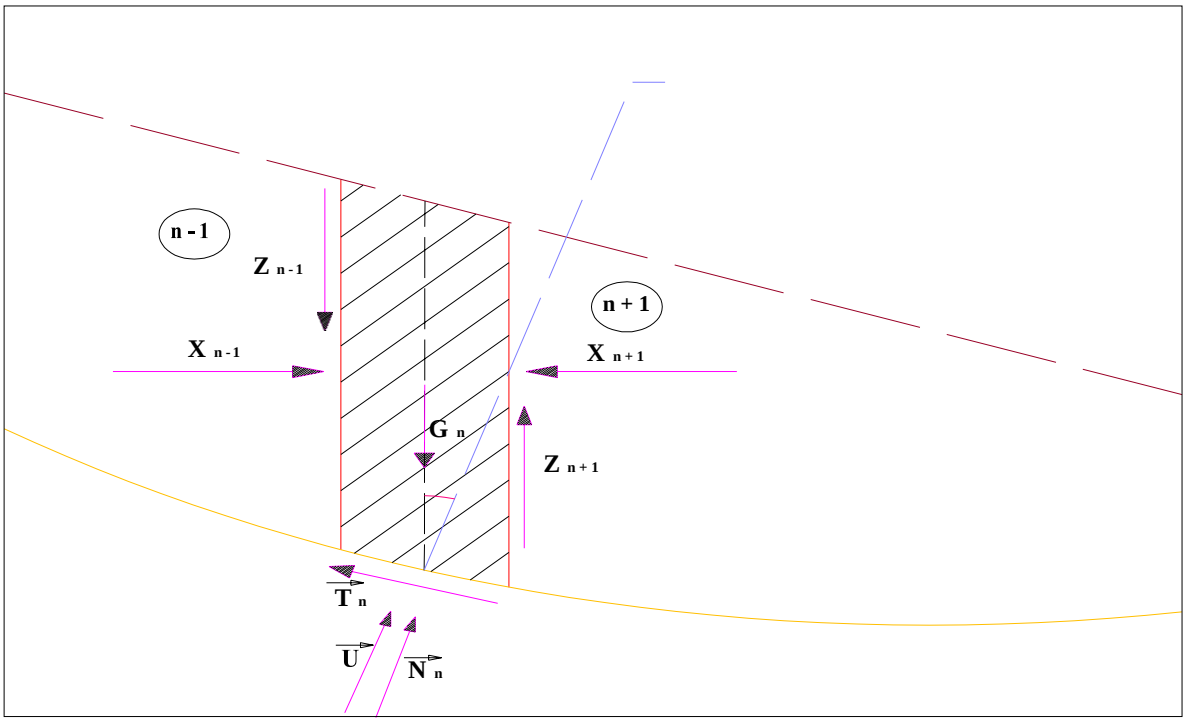

Figure VI.2 : Les forces qui agissent sur une tranche.

VI.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a. Force de pesanteur

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.La formule s'écrit : $G_n = b(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$.....(VI.6)

h_1, h_2 : hauteurs des tranches,

γ_1: densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.(γ_d : densitésèche),

γ_2: densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.(γsat : le poids volumique du matériau de construction à l'état saturé),

b : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

$N_n = G_n \cos\alpha$.: qui est une force normale stabilisatrice.

$Tn = Gn.\sin\alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

$$\text{Avec : } Sin(\alpha) = \frac{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}{nombre.total.des.tranches} \quad \text{.....(VI.7)}$$

$$Cos(\alpha) = \sqrt{1 - Sin^2\alpha} \quad \text{.....(VI.8)}$$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche, le poids volumique déjaugée : $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$. .....(VI.9)

Avec : γ_{sat} : le poids volumique déjaugé,

γ_w : le poids volumique de l'eau, γ_w =1T/m^3.

b. *Forces de pression interstitielles*

Dans le cas ou le réservoir est plein, la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U.dl = \gamma_w .h .dl. \quad \text{(VI.10)}$$

Avec :

U : pression interstitielle,

dl : longueur en arc de la tranche,

γ_w : poids volumique de l'eau, γ_w =1T/m^3,h :

hauteur de la tranche,

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

c. *Forces de cohésion*

$$F_c = C.dl \quad \text{(VI.11)}$$

Avec : C : Cohésion du sol considéré,

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

d. *Forces dues au séisme*

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches etsont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a .G_n \quad \text{(VI.12)}$$

Avec : a : Coefficient de la séismicité (a = 0,29),G_n

: Poids de la tranche.

VI.4 *Classement des forces*

On peut classer toutes ces forces comme suit :

a. *Les forces stabilisatrices*

a.1. Force de frottement

$$F_1 = N_n \, tg\, \varphi - U \, dl \, tg\varphi \quad \text{(VI.13)}$$

Avec: φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

a.2. *Force de cohésion*

$F_c = C.dl$, Avec : $dl = \dfrac{b}{\cos(\alpha)}$ (VI.14)

b : largeur de la tranche.

C : Cohésion du sol considéré.

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est donné par:M_s = [

$(N_n – U,dl)\ tg\varphi + C,dl\ ]\ R.$.....(VI.15)

M_s : moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement,R :

rayon du cercle de glissement.

b. *Les forces déstabilisatrices (motrices)*

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle deglissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapport au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R.\sum_{i=1}^{n} Tn \quad \text{.....(VI.16)}$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à fairevibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a\ G_n\ d_n \quad \text{.....(VI.17)}$$

Avec : M_T : moment des forces de séisme,

a : Le coefficient de la séismicité (a = 0,29),G_n

: Poids de la tranche,

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

Remarque : Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement. Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans les Tableaux VI.4 et VI.5.

Tableau VI.4 : Caractéristique géotechnique des sols.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
Φ	Degré (°)	16,65°
C	T/m^2	3,1
γ_{sat}	T/m^3	1,96
γ_d	T/m^3	1,64

Tableau VI.5 : Caractéristique géotechnique des sols.

Paramètres	Unité	fondation
Φ	Degré (°)	26°
C	T/m^2	1,1
γ_{sat}	T/m^3	1,92
γ_d	T/m^3	1,64

VI.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

a. Retenue pleine (fonctionnement normal)

Le coefficient "Ks" est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces motrices par rapport au centre de glissement, comme défini par Fellenius.

a.1. *Avec effet de séisme*

$$Ks = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum CdL}{\sum G_n Sin(\alpha_n) + \frac{1}{R}\sum aG_n d_n} \quad \text{.....(VI.18)}$$

a.2. *Sans l'effet de séisme*

$$Ks = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum CdL}{\sum G_n Sin(\alpha_n)} \quad \text{.....(VI.19)}$$

b. Retenue vide (fin de construction)

Pour le cas d'une retenue vide la pression interstitielle est nulle (p = 0), on vérifiela stabilité avec et sans l'effet du séisme.

R : rayon du cercle de glissement.

b.1. *Avec effet de séisme*

$$Kas = \frac{\sum G_n . Cos\alpha_n . tg\phi + \sum C.dl}{\sum G_n Sin\alpha_n + \frac{\sum aG_n d_n}{R}} \quad \text{.....(VI.20)}$$

b.2. *Sans l'effet de séisme*

$$Kss = \frac{\sum G_n Cos\alpha_n tg\phi + \sum C.dl}{\sum G_n Sin\alpha_n} \quad \text{.....(VI.21)}$$

c. *Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide*

Le coefficient "Ks" est effectivement calculé uniquement pour le talus amont dans ce contexte. Pour ce faire, le poids de chaque tranche est évalué en utilisant le poids volumique déjaugé du matériau γ'.

c.1. *Avec effet de séisme*

$$Kas = \frac{\sum (G_n Cos\alpha_n).tg\phi + \sum Cdl}{\sum G_n Sin\alpha_n + \sum a\frac{G_n dn}{R}} \quad \text{(VI.22)}$$

c.2. *Sans effet de séisme*

$$Kss = \frac{\sum G_n Cos\alpha_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum G_n Sin\alpha_n} \quad \text{(VI.23)}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont représentés dans l'Annexe D, pour les différentsrayons et sont regroupés dans le tableau VI.6.

Tableau VI.6 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme (Kss,adm = 1,1 – 1,05)	Avec séisme (Kas,adm = 1,05)
Fin de construction	**Talus aval**		
	R1=24,59 m	2,46	1,12
	R2=23,27 m	3,04	1,27
	R3=20,44 m	2,57	1,24
	R4=18,2 m	2,13	1,53
	R5=17,42 m	2,35	1,19
	Talus amont		
	R1=27,68 m	2,68	1,34
	R2=25,37m	3,18	1,71
	R3=24,2m	2,26	1,13
	R4=19,4 m	2,47	1,16
	R5=17,3 m	3,11	1,42
Fonctionnement normal	**Talus aval**		
	R1=24,29 m	2,21	1,14
	R2=22,72 m	3,1	1,27
	R3=20,34 m	2,57	1,33
	R4=18,4 m	1,95	0,99
	R5=17,42 m	2,19	1,03
Vidange rapide	**Talus amont**		
	R1=27,68 m	3,98	1,92
	R2=26,37m	4,74	2,45
	R3=24,4m	3,15	1,58
	R4=19,4 m	3,3	1,25
	R5=17,3 m	2,25	1,01

Conclusions et recommandations

D'après les résultats obtenus, le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Cela indique que la stabilité des pentes des talus de notre ouvrage est assurée.

Nous avons calculé la stabilité des talus en utilisant les caractéristiques géotechniques (φu, Cu) non drainées, ce qui nous donne une évaluation de la stabilité à court terme. Il est important de noter que pour évaluer la stabilité à long terme, il serait nécessaire d'utiliser les caractéristiques géotechniques (φ', C') drainées. Ces dernières tiennent compte des conditions de drainage et fournissent une estimation plus précise de la stabilité sur le long terme.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans cette étude, nous avons examiné la faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued KHANGUETT EL ARAAR dans la commune de Had Sehary, située dans la wilaya de DJELFA, avec pour objectif principal l'irrigation. Notre approche a consisté en une analyse géologique approfondie englobant l'étude des fondations, de la cuvette et de la disponibilité des matériaux de construction. Par la suite, une étude hydrologique de la région a été entreprise afin de déterminer si le réservoir se remplirait, en se basant sur les données hydrologiques recueillies au cours de plusieurs années d'observation.

Le choix de la variante a été guidé par une évaluation technico-économique approfondie, prenant en compte la nature des sols avoisinants. Nous avons opté pour une digue homogène en argile en raison de la disponibilité des matériaux de construction et de ses avantages économiques.

Les eaux excédentaires seront évacuées par un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral, équipé d'un déversoir de type Creager mesurant 32 mètres de longueur. La vidange de fond sera assurée par deux conduite en acier de 300 mm de diamètre, enrobée de béton armé.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de 110,780.53 m3, dont 54,130 m3 constituent le volume utile et 56,650.53 m3 le volume mort.

La réalisation de la retenue collinaire générera un nombre important d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois la retenue en exploitation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BERNANDO A. R., L. Santos (2004), Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages [2].

CARLIER, (1992), Hydrauliques générales et appliqué, Edition Eyrolles Paris, France.

CIGB, (1984), Choix de la crue de projet.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).

MIHOUBIM.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA.B ; BENLAOUKLI.B (2004), Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida

ANNEXE A.2 : Les valeurs des pluies de courtes durées (inférieur à 24 heures) et les intensités pour les différentes fréquences

fréquance (%)	5		10		20		50		100		1000	
temps (h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,5	10,89	21,79	12,71	25,41	14,47	28,94	16,75	33,50	18,44	36,88	24,07	48,15
1	13,98	13,98	16,31	16,31	18,57	18,57	21,50	21,50	23,67	23,67	30,90	30,90
2,1	18,26	8,70	21,30	10,14	24,25	11,55	28,08	13,37	30,91	14,72	40,35	19,22
4,23	23,50	5,56	27,41	6,48	31,21	7,38	36,13	8,54	39,77	9,40	51,93	12,28
6	26,65	4,44	31,08	5,18	35,39	5,90	40,98	6,83	45,11	7,52	58,89	9,81
9	30,84	3,43	35,97	4,00	40,96	4,55	47,42	5,27	52,20	5,80	68,14	7,57
12	34,21	2,85	39,89	3,32	45,43	3,79	52,59	4,38	57,89	4,82	75,58	6,30
15	37,07	2,47	43,23	2,88	49,22	3,28	56,99	3,80	62,73	4,18	81,90	5,46
18	39,58	2,20	46,16	2,56	52,56	2,92	60,86	3,38	66,99	3,72	87,46	4,86
21	41,84	1,99	48,80	2,32	55,56	2,65	64,33	3,06	70,81	3,37	92,45	4,40
24	43,90	1,83	51,20	2,13	58,30	2,43	67,50	2,81	74,30	3,10	97,00	4,04

.

ANNEXE A.1 : La série de précipitation de la station Daitt El farinia **W. Djelfa**

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
1991	23.2	112.70	8.80	17.90	54.10	16.10	11.30	19	115.80	13.20	39.6	1
1992	15.70	4.90	27.40	11.80	.350	24.60	21.80	16.30	55.50	4.40	5.00	12.80
1993	50.50	0.60	19.60	11.40	18.70	18.10	18.10	2.40	1.60	1.70	1.20	2.50
1994	47.4	52.60	23.60	10.30	22.20	3.50	43.30	4.40	1.10	62.90	5.10	10.30
1995	21.3	22.40	11.90	21.40	51.70	46.60	46.20	72.40	39.30	54.90	14.70	11.90
1996	4.7	0.60	4.00	35.60	8.70	21.50	3.40	20.50	75.30	0.80	0.50	25.10
1997	58.2	22.00	43.70	6.30	47.20	2.5	47.10	1.6	7.10	15.40	0.30	9.90
1998	22.9	13.80	4.40	1.00	0.00	0.00	3.50	7.80	30.10	12.40	68.30	4.60
1999	45.9	38.10	11.50	75.50	29.30	12.40	0.90	40.10	5.20	00..00	.3.6	7.70
2000	24.1	4.20	11.60	22.40	29.30	12.40	0.90	33.50	5.20	00..00	.3.6	7.70
2001	69.5	7.30	8.20	30.00	5.30	8.30	1.70	9.70	11.00	2.70	1.70	39.20
2002	6.0	6.90	40.30	34.50	29.00	31.00	0.00	12.90	11.00	2.70	1.70	2.40
2003	7.9	92.50	26.80	23.20	8.20	8	23.10	25.60	78.10	5.70	5.00	17.00
2004	19.7	20.70	35.00	21.90	2.90	18.70	17.90	51.60	4.50	12.50	5.00	17.00
2005	3.6	34.6	8.90	5.70	4.40		14.20	50.00	35.90	29.30	4.00	8.10
2006	17.20	00	17.50	16.40	8.60	16.00	43.50	68.80	44.20	14.30	19.30	13.40
2007	65.5	24.60	25.40	.00	11.40	12.50	5.60	0.50	44.20	14.30	19.30	13.40
2008	73.90	40.10		30.20	40.20		24.60	55.30	13.30	0.80	2.10	2.90
2009	88.50	34.40	6.50	28.20	14.50	55.10	25.80					
2010		23.80	24.60	3.20	10.60	11.70	4.80				18.50	12.60
2011		48.60	26.70	14.00	2.50	8.20	20.50				0.00	21.20
2012			40.70	5.40	20.90	30.00	24.10	26.20	10.40	0.60	17.90	1.60
2013	69.7	0.00	29.60	40.10	15.90	15.0	92.1	0.00		66.40	1.60	0.20
2014	21.3		33.10		9.70	47.70	13.3	14.90	5.70	3.20	0.00	36.9
2015	31.1	26.80	44.20	13.10	43.90	23.20	0.00	57.70	57.20	5.80	0.70	6.90
2016	35.5	58.10	2.00	0.00	2.80	23.10	15.60	46.80	35.1	2.00	45.20	00.00
2017	10.7	6.40	15.70	22.40	78.80	0.70	0.30		4.20		12.70	2.50
2018	2.5	10.00	8.10	14.10	18.30	23.20	37.70					

ANNEXE B : Les débits fréquentielles pour la construction de l'hydrogramme de crue

Temps	débits de crues des periodes de retour				
	Q (5 ans)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)
(h)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,50	0,7521	0,9308	1,0795	1,2495	1,3642
1,00	3,0085	3,7233	4,3179	4,9981	5,4569
1,50	6,7690	8,3773	9,7153	11,2457	12,2781
2,00	12,0338	14,8931	17,2717	19,9923	21,8277
2,50	18,8028	23,2704	26,9870	31,2379	34,1057
3,00	27,0761	33,5094	38,8612	44,9826	49,1122
3,50	36,8536	45,6100	52,8944	61,2264	66,8472
4,00	48,1353	59,5722	69,0866	79,9691	87,3106
4,23	**53,8300**	**66,6200**	**77,2600**	**89,4300**	**97,6400**
4,50	47,2513	58,4782	67,8179	78,5006	85,7072
5,00	36,5263	45,2050	52,4247	60,6827	66,2536
5,50	27,5610	34,1094	39,5571	45,7882	49,9917
6,00	20,1976	24,9965	28,9888	33,5551	36,6356
6,50	14,2785	17,6711	20,4934	23,7215	25,8992
7,00	9,6461	11,9380	13,8447	16,0255	17,4967
7,50	6,1426	7,6021	8,8163	10,2050	11,1419
8,00	3,6105	4,4683	5,1819	5,9982	6,5489
8,50	1,8919	2,3414	2,7153	3,1431	3,4316
9,00	0,8292	1,0263	1,1902	1,3776	1,5041
9,50	0,2648	0,3278	0,3801	0,4400	0,4804
10,00	0,0410	0,0508	0,0589	0,0681	0,0744
10,50	0,0001	0,0001	0,0002	0,0002	0,0002