REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED BEKERDAS COMMUNE OULED BEN ABDELKADER (W. CHLEF)

PRESENTE PAR :

ELBRADAI ABDELHAK

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AHMED HADJ SADOK	Professeur	Président
ZAIBAK ISSAM	M.A.A	Examinateur
BOUZIANE MAMAR	M.A.A	Examinateur
D.DJOUDAR	M.C.A	Promoteur

Session – 2021

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail a ceux qui, quelles que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour s'insère.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a dit jamais non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux : mon adorable mère L'Alia.

A l'homme, qui je tiens ma fierté et ma persévérance, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père.

A ma petite famille, ma richesse sur cette terre.

A tous mes Amis que je considère comme frères.

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

A celle qui partagera le reste de ma vie.

ELBRADAI ABDELHEK

Remerciement

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices ; mes remerciements vont d'abord à dieu qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien ces années d'étude. Je tiens aussi à adresser mes remerciements à ma famille. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Toute ma gratitude pour mon promotrice Madame HELAL DAHBIA DJOUDAR pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail. Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingéniorat et en particulier Monsieur Zeroual pour ses précieux conseils et orientations.

Mon respect s'adresse aux membres de jury Messieurs : HADJ SADOK AHMED et Issam Zaibak et Bouziane Mamar. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

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

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, mes sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

ELBRADAI ABDELHAK

ملخص

الماء عامل إنتاج أساسي في الزراعة. الري أداة لا غنى عنها للحفاظ على الإنتاج في مختلف المناطق. بدون الري ، فإننا نجازف بالتخلي عن الأراضي وحدوث مشاكل اقتصادية خطيرة ، ناهيك عن الانتقال النهائي للإنتاج الزراعي.

وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه التي تهدف إلى الدراسة التنفيذية لسد صغير على واد " بوكرداس" (ولاية الشلف)من الناحية التقنية والاقتصادية..

ككل دراسة تنفيذية قمنا بدراسة طبغرافية جيولوجية هيدرولوجية وبدراسة للأشكال المطروحة لتحديد الشكل المثالي لجسم السد الذي يتم تصميمه.

Résumé

L'eau est un facteur de production essentiel en agriculture. L'irrigation est un outil indispensable pour optimiser la production agricole dans les diverses régions. Sans irrigation, nous risquons un abandon des terres et de graves problèmes économiques, sans mentionner la délocalisation éventuelle de la production agricole.

C'est dans ce contexte et à travers notre projet de fin d'études qui a pour objectif l'exécution d'une retenue collinaire sur l'oued de BEKERDAS (W. CHLEF), destinée à l'irrigation.

Comme toute étude d'exécution, il est impératif de faire une étude topographique, géologique, hydrologique ainsi qu'une étude des variantes afin de fixer le choix du type de la digue à concevoir. Il s'agit d'une digue de 12 m de hauteur.

Abstract

Water is necessity in our lives. It is also necessary to the development of agriculture, especially for its abundance and its impact on the economy of the country, providing different and multiple jobs and improving living conditions of rural populations. After taking all these in account, and through our graduation project, we will conduct a study on the design and execution of a dam on wadi of BEKERDAS (W. CHLEF) from technical and economic point of view for irrigation. For this, we study the topography geology, hydrology and the study variants in order to repair the choice of the dam to design. Next, it is about a 12-height dam.

Sommaire

Chapitre I: Présentation du Site

Introduction 1
I.1 Présentation du site 1
I.2 Etude topographique 2
I.2.1 Condition de choix du site d'une retenue collinaire 2
I.2.2 Fond topographique existant 3
I.2.3 Choix de l'axe de la retenue 4
I.2.4 Localisation de la zone du projet et accès 4
I.3 Climat 4
Conclusion 4

Chapitre II : Etude géologique et investigations géotechniques

Introduction 5
II.1 Etude géologique 5
II.1.1 Cadre géologique 6
II.1.2 Géologie du site 6
II.1.3 Sismisité 7
II.2 Etude géotechnique 7
II.2.1 Pérméabilité 8
II.2.2 Caractéristiques géotechniques des sols en place 9
II.2.3 Essais de laboratoire 10
II.2.4 Zone d'emprunt 11
II.2.5 Caractéristiques géotechniques des matériaux dans la zone d'emprunt 11
II.2.6 Etude de l'impact 12
Conclusion 13

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction 14

III.1. Bassin versant 14

III.1.1 Situation géographique 14

III.1.2 Caracteristiques géometrique du bassin versant 15

III.1.2.1 Le logiciel ArcGIS 15

III.1.2.2 Paramètres géométriques.. 15

- Superficie du bassin versant 15
- Périmètre du bassin versant 15

III.1.2.3 Caractéristiques hydromorphologiques 16

- Indice de compacité de Gravellius "Kc" 16
- Coefficient d'allongement 16
- Rectangle equivalent 17

III.1.2.4 Hypsométrie du bassin versant 18

- Répartition et courbe hypsométrique 18
- Altitudes caractéristiques 18
- Indice de pente 19

III.1.3 Paramètres hydrographiques 20

III.1.3.1 Réseau hydrographique 22

III.1.3.2 Pente moyenne du cours d'eau principal Ic 22

III.1.3.3 Densité de drainage D_r 23

III.1.3.4 Temps de concentration T_c 23

III.1.3.5 Vitesse de ruissellement 25

III.2 Données climatologiques 27

III.2.1 La Températures 27

III.2.2 L'Evaporation 28

III.2.3 Le vent 28

III.2.4 Les Précipitations 29

III.2.5 Estimation des pluies journalières maximales 30

III.2.5.1 Choix de la loi d'ajustement 31

III.3 Etudes des apports 39

III.3.1 Apports liquide 39

III.3.1.1 Apport liquide suivant les formules empiriques 39

III.3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement 41

III.3.2 Apports fréquentiels 44
III.3.3 Répartition mensuelle de l'apport 80 % : 45
III.3.4 Les apports solides 46
III.3.4.1 Apport solide par suspension 47
III.3.4.2 Apport solide par charriage 48
III.3.5 Volume mort total 48
III.4 Etude des crues 48
III.4.1 Estimation du débit maximum 49
III.4.2 Pluie de courte durée 50
III.4.3 Hydrogramme de crue 51
III.4.4 Choix de la crue de projet 54
III.5 Etude de régularisation 55
III.5.1 Répartition mensuelle de l'apport A80% 55
III.5.2 Répartition mensuelle des besoins 55
III.5.3 Calcul du volume utile 55
III.5.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 56
III.5.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 58
- Pertes par évaporation 58
- Pertes par infiltration 58

III.6 Laminage de crue 61
III.6.1 Méthode de KoTcherine 61
III.7 Etude d'optimisation 66
III.7.1 Calcul de la revanche 66
III.7.2 Largeur en crête 67
III.7.3 Calcul des coûts 68
III.7.3.1 Coût de la digue 70
III.7.3.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues 71
Conclusion 73

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction 74
IV.1 Choix du site de la retenue 74
IV.2 Le choix du type de la retenue 74
IV.3 Les variantes à choisir 75

IV.3.1 Digue en terre homogène 75
IV.3.2 Digue zoné à noyau étanche 76
IV.3.3 Digue en enrochement avec masque en béton 76
IV.4 Définition du profil général de la retenue 77
IV.4.1 Hauteur de la retenue 77
IV.4.2 Largeur en crête 77
IV.4.3 La longueur en crête 77
IV.4.4 Choix des pentes des talus 77
IV.5 Digue en terre homogène 78
IV.5.1 Pentes des talus 78
IV.5.2 Protection des talus 79
IV.5.3 Calcul des drains 80
IV.6 Digue zoné a noyau d'argile 81
IV.6.1 Pentes des talus 81
IV.6.2 Protection des talus 81
IV.6.3 Noyau 81
IV.6.4 La clé d'étanchéité 83
IV.6.5 Calcul du drain tapis 83
IV.7 Digue en enrochement avec masque en béton 84
IV.7.1 Pentes des talus 84
IV.7.2 Epaisseur du masqueen béton 84
IV.8 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes 84
IV.8.1 Digue en terre homogène 85
IV.8.2 Digue en terre zoné 85
IV.8.3 Digue en enrochement avec masque en béton 85
Conclusion 86

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Introduction 87
V.1 conception de la digue 87
V.2 Bermes 87
V.3 Protection des talus 88
V.3.1 Drainage de la digue 88
V.4 Dimensionnement des filtres et drains 93
V.5 étanchéité du barrage 96

V.6Etude des infiltrations..... 97
V.6.1 Objectif de calcul d'infiltration.....97
V.6.2 Tracer de la ligne de saturation 98
V.6.3 Débit d'infiltrations 99
V.7.3.1 Débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) 100
V.7.3.2 Débit d'infiltration a travers la fondation 100
V.8 Calcul de stabilité.....101
Conclusion.....104

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction 105
VI.1 L'évacuateur de crues.....105
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....105
VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue 105
VI.1.2.1 Evacuateur central 106
VI.1.2.2 Evacuateur latéral 106
VI.1.2.3 Evacuateur en puit (tulipe).....106
VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon 107
VI.1.3 Choix de la variante.....107
VI.1.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue 108
VI.1.4.1 Canal d'approche 108
VI.1.4.2 Déversoir..... 112
VI.1.4.3 Auge de rèception..... 114
VI.1.4.4 Un coursier..... 121
VI. 1.4.6 Dissipateur d'énergie 122
VI. 1.4.7 Canal de restitution..... 123
VI.2 Ouvrage de vidange et de prise d'eau 124
VI.2.1 Calcul du débit de vidange 125
VI.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange et son diamètre.....125
VI.2.3 Correction de la valeur de coefficient μ.....126
VI.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite 126
VI.3 Ouvrage de Prise d'eau 126
VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement 127
VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre.....127

VI.3.3 Correction de la valeur de coefficient μ 127
VI.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite 127
Conclusion 128

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise 128
VII.1.1 Installations destinées au personnel 128
VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux 129
VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins 129
VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication 129
VII.2 Moyens du chantier 129
VII.2.1 Moyens humains 129
VII.2.2 Moyens matériels du chantier 129
VII.3 Planification 133
VII.3.1 Définition 133
VII.3.2. Techniques de la planification 133
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau 133
VII.3.2.2 Relations entre les tâches 135
VII.3.2.3 Plannings des Travaux 136
VII.3.2.4 Symboles des différentes opérations 136
VII.3.3. Présentation du logiciel GanttProject 133
VII.3.3.1 Détermination des chemins critiques 139
VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes 138
Conclusion 141

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction 143
VIII.1 Cause des accidents de travail 143
VIII.2.1 Causes humaines 143
VIII.2.1 Causes techniques 143
VIII.2 Causes des maladies professionnelles 144
VIII.3 Conditions dangereuses dans le chantier 144
VIII.4 Actions dangereuses 144

VIII.5 Mesures préventives 144
VIII.6 Méthode et moyens de prévention 145
VIII.7 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation 147
Conclusion.....148

Conclusion générale..... 149
Références bibliographiques 150

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du Site

Tableau I-1 : Coordonnées de site 3

Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

Tableau II-1 : Valeurs des coefficients de perméabilité selon les essais in situ 8
Tableau II-1 : les formartions gèologique obtenus lors de creusement des puits 9
Tableau II-2 : Recapitulatif des resultats de laboratoire 11

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1 : Répartition de la surface du bassin versant 18
Tableau III-2 : Longueurs des courbes de niveaux 20
Tableau III-3 : Détermination de la pente Roche Ip 21
Tableau III-4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) 22
Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats des temps de concentration 24
Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des résultats des vitesses de ruissellements 25
Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant 26
Tableau III-8 : Répartition mensuelle de la température moyenne 27
Tableau III-9 : Répartition mensuelle de l'évaporation 28
Tableau III-10 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent. 28
Tableau III-11 : Identification de la station pluviométrique Ouled B A.E.K 29
Tableau III-12 : Répartition mensuelle de la précipitation (1940/2004) 29
Tableau III-13 : Répartition mensuelle de la précipitation (1940/2018) 29
Tableau III-14 : Répartition annuelle des précipitations maximales journalières 30
Tableau III-15: Caractéristique de la série pluviométrique (43 ans) 30
Tableau III-16 : Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL 32
Tableau III-17: Représentation de l'ajustement à la loi de GALTON 33
Tableau III-18 : Les Précipitations et les intensités de pluie pour différentes fréquences. 35
Tabeau III-19 : Récapitulatif des résultats des apports. 40
Tableau III-20 : Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement 43
Tableau III-21 : Les apports fréquentiels 44
Tableau III-22 : Répartition mensuelle des apports 45
Tableau III-23 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80% 46
Tableau III-24 : Débit maximum de crue pour différent période de retour 48

Tableau III-25 : Débit maximum de crue (Formule de POSSENTI) 49
Tableau III-26 : Débit maximum de crue (Formule de TURAZZA) 50
Tableau III-27 : Débit maximum de crue (Formule de GIANDOTTI)..... 50
Tableau III-28 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour…..……..... 53
Tableau III-29 : La crue de projet recommandée selon les catégories des dommages..... 54
Tableau III-30 : Répartition mensuelle de l'apport 80% 56
Tableau III-31 : Répartition mensuelle des besoins en eau..... 58
Tableau III-32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)..... 59
Tableau III-33 : Répartition mensuelle de l'évaporation 59
Tableau III-34 : Valeurs du coefficient δ 60
Tabeau III-35 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)..... 60
Tableau III.37 : Les différents paramètres hydrologiques..... 62
Tableau III-40 : Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties..... 66
Tableau III-41 : Récapitulatif des résultats de laminage 67
Tableau III-42 : Récapitulatif des résultats du calcul de la revanche..... 68
Tableau III-43 : Récapitulatif de la largeur en crête du barrage par différentes formules. 69
Tableau III-44 : Volume de la digue avec différentes largeurs déversantes 70
Tableau III-45 :. Coute de la digue avec différentes largeurs déversantes..... 71
Tableau III-46 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs. 71
Tableau III-47 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes. 72
Tableau III-48 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes. 72
Tableau III-49 : Caractéristiques du barrage. 72

Chapitre IV : Etude des variantes

Tableau IV.-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus 77
Tableau IV.-2 : Récapitulatif des résultats de calcul de la vitesse des vagues 78
Tableau IV-3 : Valeurs du coefficient C..... 78
Tableau IV-4 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague 79
Tableau VI-5 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation..... 82
Tableau VI-6 : Valeurs de Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage..... 82
Tableau IV-7 : Caractéristiques du noyau 83
Tableau IV-11 : Cout de différentes variantes de la digue..... 84

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Tableau V-1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation..... 87

Tableau V-2 : Valeurs indicatives des pentes des talus 88
Tableau V-3 : Valeurs de C en fonction de pente des talus 89
Tableau V-4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....90
Tableau V-5 : Coordonnées de la parabole de Zamarin.....98
Tableau V-6 : Résultats des facteurs de sécurité pour différents cas de stabilité étudié**s.** 103

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Tableau VI-1 : Coordonnés du profil de Greager 110
Tableau VI-2 : Calcul de la ligne d'eau 113
Tableau VI-3 : Récapitulatif des résultats (Calcul du coursier) 115
Tableau VI-5 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation 122
Tableau VI-6 : Récapitulatif des résultats (Calcul du canal de restitution) 135
Tableau VI-7 : Coefficients de pertes de charge singulières 137

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Symboles des opérations réalisées.....138
Tableau VII-2 : Devis estimatif de la digue.....140
Tableau VII-3 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue 140
Tableau VII-4 : Vidange de fond et prise d'eau.....141

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

Tableau VIII-1 : Plan de sécurité……. ……. 145

Liste des figures

Chapitre I : Description du Site d'étude

Figure I.1 : Localisation de la commune 1
Figure I.2 ; Localisation de la retenue (Source : image Google Earth) 2
Figure I.3 : Emplacement de la retenue 3

Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

Figure II.1 : Structure règionale 6
Figure II.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie , selon RPA de 2003 7

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : Délimitation du bassin versant D'OUED BEKERDAS 14
Figure III-2 : Vue d'ensemble sur le logiciel ArcMAP 15
Figure III-3 : Courbe hypsométrique du bassin Versant de l'oued bekerdas 18
Figure III-4 : Carte des courbes de niveaux du bassin versant 19
Figure III-5 : Répartition mensuelle de la température 27
Figure III-6 : Répartition mensuelle de l'évaporation 28
Figure III-7 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent 28
Figure III-8 : Répartition mensuelle de la précipitation 30
Figure III-9 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL 32
Figure III-10 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal) 33
Figure III-11 : Comparaison entre la loi de Galton et Gumbel 34
Figure III-12 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour 38
Figure III-13 : Courbe Intensité – Durée – Fréquence 38
Figure III-14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen 45
Figure III-15 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% 46
Figure III-16 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour 53
Figure III-17 : Représentation de l'hydrogrammes de crue à une période de retour de 100 ans 54
Figure III-18 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur 55
Figure III-19 : Modélisation de la courbe surface-hauteur 55
Figure III-20 : Laminage à travers un barrage 69
Figure III-21 : Profil longitudinal de l'axe du barrage 73

Figure III-22 : Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la Largeur b du déversoir**. 73**

Chapitre IV : Etude des variantes

Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue zonée 75
Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue homogène.....75
Figure IV-3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton.....76

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Figure V-1 : Vue global sur logiciel geostudio.....101
Figure V-2 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus amont **....**101
Figure V-3 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus aval 101
Figure V-4: Cercle de glissement correspond au F minimal – Ecoulement permanent, talus aval …….
Erreur ! Signet non défini.
Figure V-5 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – vidange rapide, talus amont 102

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Figure VI-1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement Latèral..... 106
Figure VI-2 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager..... 110
Figure VI-3 : Profil en long du canal latéral 113
Figure VI-4 : Schéma de la ligne d'eau dans le coursier 118

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1 : Compacteur à pneus.....131
Figure VII-2 : Compacteur à rouleaux 131
Figure VII-3 : Décapeuse automotrice **.....**132
Figure IV-5 : Camion de chantier **.....**133
Figure IV-6 : Interface du logiciel GanttProject **.....**138
Figure IV-7 : Schéma du chemin critique **.....**139

Liste des planches

Planche n°1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur Oued BEKERDAS.

Planche n°2 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche n°3 : Profil en long digue.

Planche n°4 : Profil en travers type digue.

Planche n°5 : ligne de saturation**.**

Planche n°6 : Profil en long prise d'eau.

Planche n°7 : profil en travers caractéristique**.**

INTRODUCTION GENERALE

L’Algérie a tellement souffert des problèmes de l’eau, une sécheresse abondante dans certaines régions et des inondations dans d’autres, ce qui nous pousse à réfléchir au problème deux fois plus.

Depuis plusieurs décennies, l’édification des petits barrages en Algérie a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Et puisque la demande en eau d’irrigation et d'eau potable est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilités d’exécution, adaptation au reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services envers les citoyens.

Dans cette optique la wilaya d’Chleff a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui de la retenue collinaire d’Oued BEKERDAS commune de ouled ben abdelkader, qui est destinée à l'approvisionnement en eau pour une surface de 28 Hectares à irriguée, savoir le dimensionnement hydraulique de l’évacuateur de crue, des ouvrages de vidanges et de prise d’eau.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

Chapitre I : Présentation du Site

Introduction :

Le but de notre travail sera l'étude de la retenue d'Oued BEKERDAS en complétant les recherches conduites au stade des études de faisabilité. Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude de la retenue. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée et de positionner au mieux le retenue et ses ouvrages annexes.

L'objectif de la réalisation de la future retenue d'OUED BEKERDAS commune ouled ben abdelkader servira au stockage des eaux d'oued BEKERDAS à des fins d'irrigation en périodes sèches de l'année.

I.1 Présentation du site :

Oued BEKERDAS est un cours d'eau qui prend sa naissance dans la commune de ouled ben Abdelkader et fini dans oued sly ,il se situé dans le bassin du Cheliff et dans le bassin de oued sly . OULED BEN ABDELKADER est une commune algérienne de la wilaya de Chleff, située à 20 km au sud-ouest de la ville de Chleff, sur l'oued sly qui pied de l'Ouarsenis. À côté du barrage de sidi Yacoube.



Figure I.01 : Localisation de la commune de ouled ben abdelkader.

I.2/ Etude topographique :

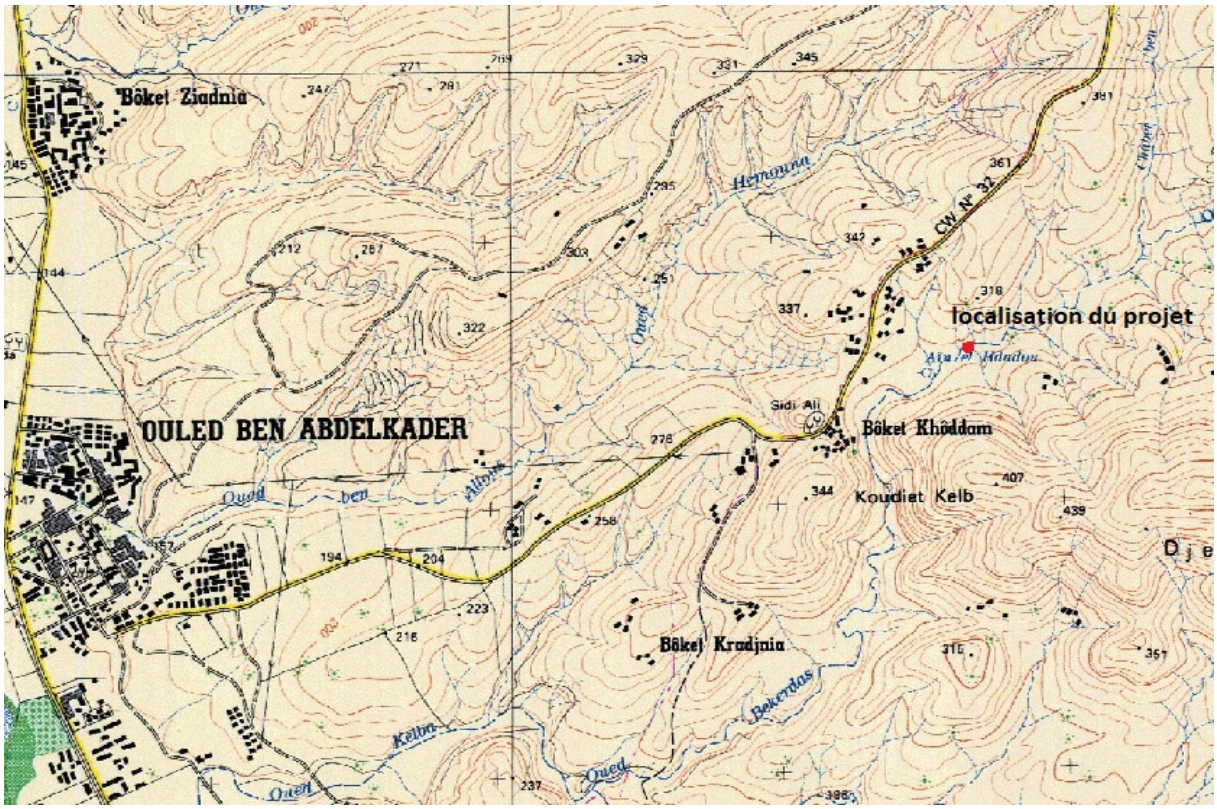
I.2.1/ condition de choix du site d'une retenue collinaire :

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera stockée dans la retenue ;
- Une géologie adaptée pour l'emplacement de la retenue ;

- Un resserrement des deux rives, pour obtenir un volume minimum de la digue, avec une dépression topographique à l'amont de celle-ci.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Éviter de fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter



CHLEF Figure I.2 : EXTRAIT DE LA CATRE D'ETAT MAJOR CHLEF NJ -31-II-74. ECH :1/25000.

I.2.2/ Fond topographique existant :

Le site du futur retenue collinaire d'oued BEKERDAS est situé dans la commune de Ouled ben Abdelkader, Daïra de ouled ben abdelkader, wilaya de CHLEF. Il se situé au NE du village de Ouled ben Abdelkader, à environ 3 Km du village. Il est localisé à proximité du douar sidi-Ali.

La région du site est une zone montagneuse, s'étend en bordure SE par le massif crétacé de la commune de « Gerboussa » et « Djebel Gerboussa », dont l'altitude atteint 599m.

Les coordonnées de la future retenue dans le système WGS 1984 sont :

Coordonnées	Valeurs
X (Km)	348391.71
Y (Km)	3989120.44
Z (m)	290.00

Le bassin versant d'oued BEKERDAS fait partie du grand bassin versant du m Cheliff, il est limité au nord par le djebel moulay Abdelkader, à l'est par la route menant à SENDJAS au sud par le djebel BEKERDEAS et à l'ouest par le village de OULED BEN ABDELKADER se jetant dans l'oued KLABA, et en dernier dans l'oued SLY (un des affluents principaux d'oued CHLEF).

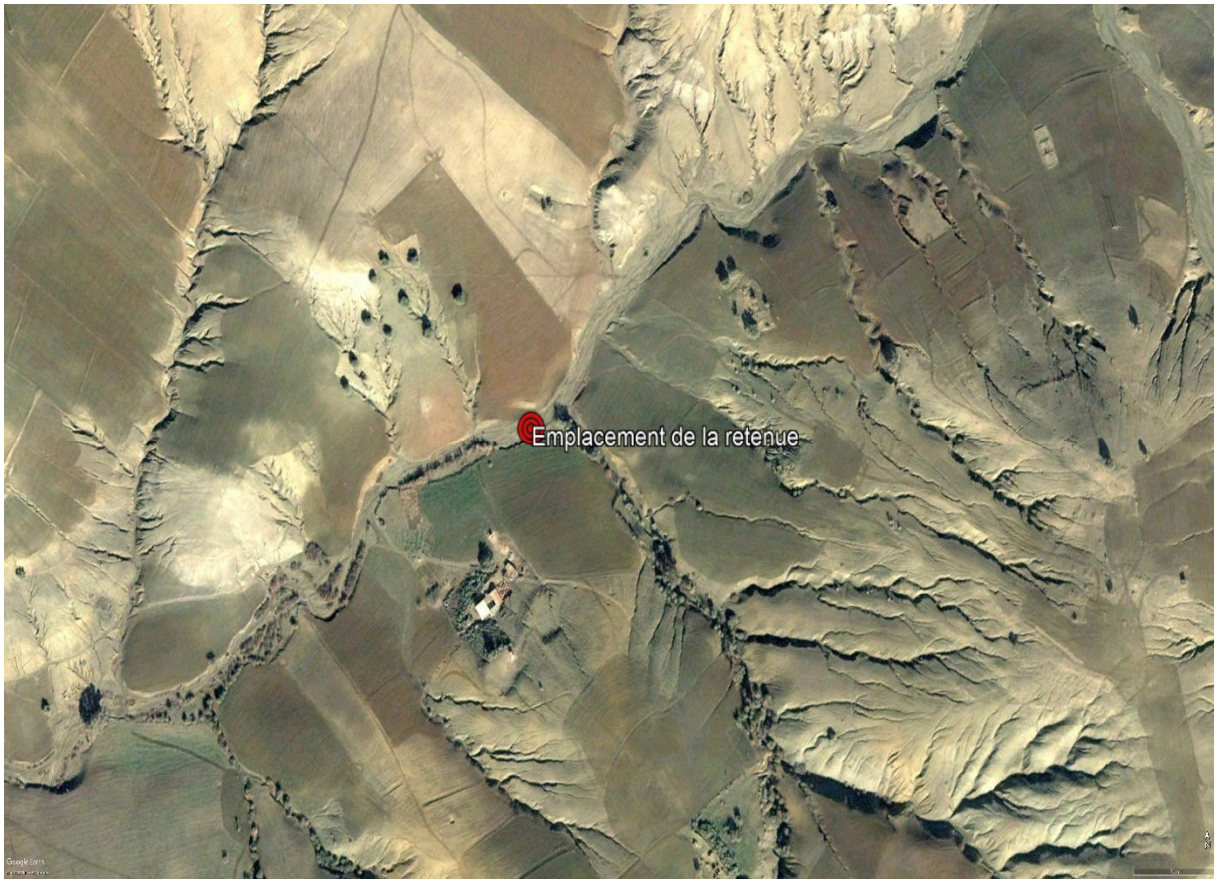


Figure I.2 : Localisation de la retenue (Source : Google Earth)

I.2.3/ choix de l'axe de la retenue :

L'axe de la retenue a été tracé le plus rectilignement possible pour des considérations techniques et a permis pour ce qui est des ouvrages annexes l'implantation du déversoir et de la dérivation provisoire respectivement dans la rive droite et dans la rive gauche

Chapitre I : Présentation du Site

L'analyse des différents paramètre naturels (topographique, géologique,) ainsi que l'aspect artificiel du milieu urbanistique (humain) donne les solutions adéquates pour le future de la région.

I.2.4/ Localisation de la zone du projet et accès :

Le site choisi sur Oued BEKERDAS pour la construction de cette retenue collinaire est situé dans la wilaya de CHLEF Daïra de OULED BEN ABDELKADER commune de OULED BEN ABDELKADER.il se situe au N.E du village Ouled ben Abdelkader à environ 3 Km.

Le site de la retenue collinaire projeté est situé dans le bassin versant du Cheliff et dans le sous bassin d'oued SLY, il est localisé dans une région montagneuse, représenté par le massif crétacé.

L'ensemble est un pays tourmenté plutôt accidenté que véritablement montagneux, l'accès assez difficile.

Cette région s'étend en bordure nord du massif de L'Ouarsenis, région très accidenté, ravinée et surtout la partie SE du site.

Les eaux de ruissellement sont collectées par Oued BEKERDAS, L'apport est de l'ordre de 349000 m^3 et fournit une source régularisée et garantie d'environ 140000m^3 destinée à l'irrigation.

De par sa situation géographique dans une zone agricole, l'aménagement offre un intérêt agro économique certain.

Le lit de l'oued est caractérisé par une végétation très abondante.

I.3/ Climat :

Réputée comme région à un climat continental, froid en hiver et chaud en été., la wilaya de Chleff est effectivement caractérisée par son aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles varié entre 400 et 600 mm/an.

Compte tenu de la dernière décennie relativement sèche, proposons-nous la valeur moyenne de 420 mm de pluie interannuelle dans le bassin projeté. Les températures varient entre 20°C et 33°C de mai à septembre et de 6°C à 18°C de janvier à mars.

Conclusion :

D'après les investigations topographiques qui ont été réalisée sur le site du futur de la retenue d'oued BEKERDAS, on peut dire que les conditions topographiques sont favorables pour la réalisation de la retenue et ses ouvrages annexes

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

Introduction :

L'établissement d'un projet nécessite de s'assurer sur certains nombres de critère d'ordre géotechnique et géologique à raison de justifier notre choix de site.

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

II.1 Etude géologique :

II.1.1/ Cadre géologique :

Du point de vue litho stratigraphique, le bassin versant de la future retenue sur Oued BEKERDAS est constitué de deux grands ensembles, dont la répartition conditionne les principaux aspects morphologiques de la région.

1-Formation Mio-Quaternaire.

2-Formation de éocrétacé.

1-**Formation Mio-Quaternaire :**

Ce sédiment affleure sur la partie superficielle de la rive gauche, ainsi que sur la cuvette de la future retenue .il est constitué d'un limon argileux sableux fins à couleur rougeâtre fauve.

Ce mio-quaternaire recouvre la formation du crétacé, dans cette région ce sédiment argileux sableux représenté par une terre agricole, exploité par les agricultures de la région.

2-Formation de éocrétacé :

Cette formation affleure sur toute la totalité du bassin versant de l'oued considère, recouvert à quelques endroits par un sédiment argilo-sableux. Et essentiellement au djebel BEKERDAS, koudiat kelb et djebel Gerboussa.

Elle est constituée principalement de marne-schisteuse à intercalation de bancs quartzitique, de couleur marron sombre.

Ces intercalations marno-schisteuses feuilletées gris-blanchâtre avec du grés quartzites ou de quartzites gris, il apparait accidenté surtout sur la limite sur du bassin versant de l'oued considéré.

Dans toute cette zone, les marnes-schisteuses du crétacé grises est assez dures, et sous forme dragées, traversées des fois par des nombreux filonnets de calcite.

Ces affleurements sont parfois puissants, et comprennent une série remarquable d'assises.

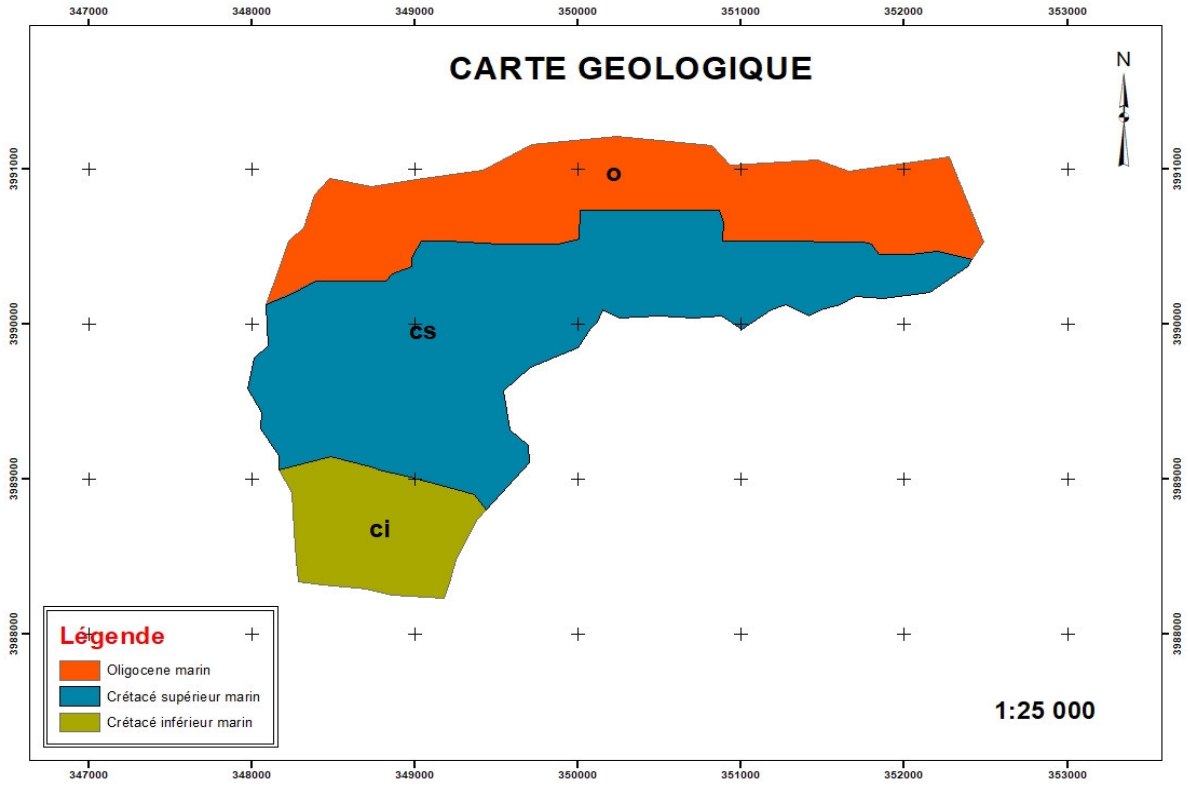


Figure II.1 : Structure géologique régionale ; Echelle : 1/25000

II.1.2/ Géologie du site :

L'axe levé pendant l'exécution du programme d'investigation, pour l'implantation de la retenue sur Oued 'BEKERDAS' dans le site de « Gerboussa », se situé sur un étranglement des rives de l'Oued, formé par une dorsale des sédiments différenciés.

La rive droite est constituée de marnes gris-blanchâtre, cette marne demeure schisteuse, feuilletée, dur et résistant à l'érosion, la rive gauche est constituée d'un sédiment limoneux argileux sableux de couleur rougeâtre sombre.

Le lit de l'oued est constituée d'un limon alluvionnaire à débris de marne gris à caractère schisteux.

L'orientation de l'axe de la digue NNW/SSE.

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

II.1.3/ Sismicité :

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

La retenue collinaire elle est située en zone sismique III, nous proposons une valeur du coefficient d'accélération égale à 0.25 pour les calculs de génie civil et de stabilité.

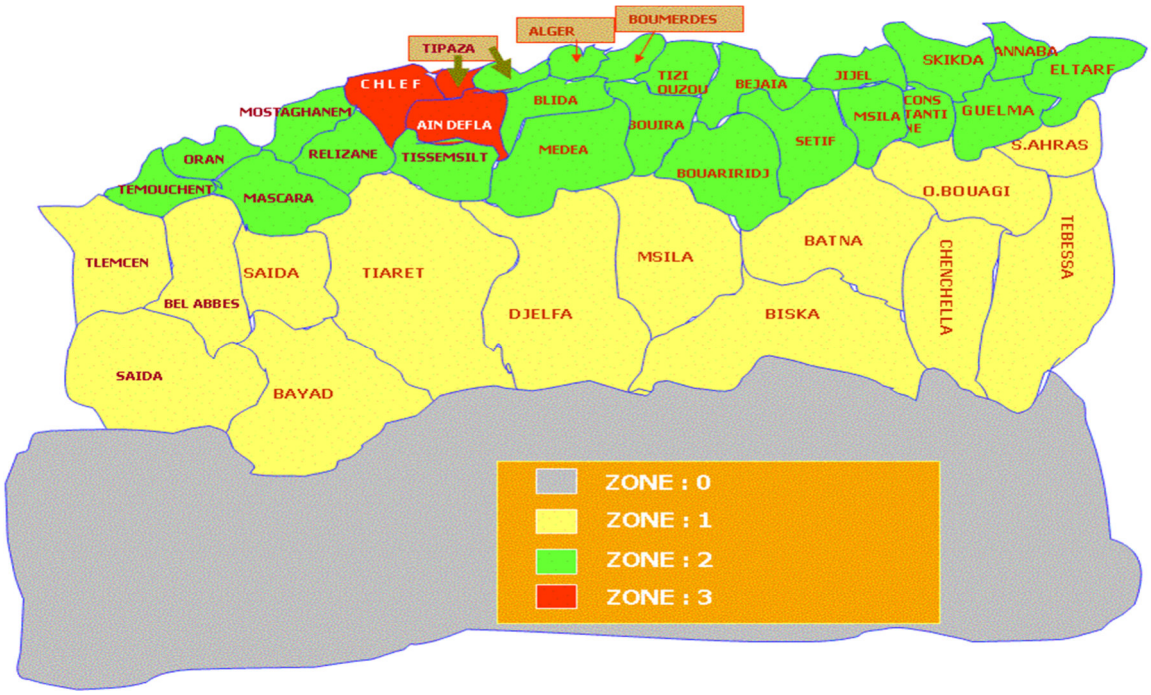


Figure II.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon les Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99).

II.2 Etude géotechnique :

Trois (03) sondages numérotés S1 et S2 et S3 ont été réalisés en carottage continu. Une fouille de 10.00 m de profondeur, ces sondages sont implantés sur l'axe de la digue . L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les 2.00 m à l'aide d'un carottier de type T6 de 113 mm de diamètre. Le taux de récupération est acceptable à bon. Le fluide de forage est l'eau claire. Les sondages ont atteint les profondeurs respectives de :

S1 =08.00m **rive droite.**
S2 =10.00m **lit d'oued.**
S3=10.00m **rive gauche.**

II.2.1/ Perméabilité :

Les valeurs du coefficient de perméabilité k ont été estimées d'après les courbes granulométriques :

Tableau II.1 : Valeurs des coefficients de perméabilité selon les essais in situ

Sondage (N°)	Profondeur (m)	K (m/sec)
S01	0.00-2.00	Impermeable
S01	2.00-4.00	4.48*E-8
S01	4.00-6.00	Impermeable
S01	6.00-8.00	Impermeable
S02	0.00-2.00	Impermeable
S02	2.00-4.00	Impermeable
S02	4.00-6.00	Impermeable
S02	6.00-8.00	Impermeable
S02	08.00-10.0	Impermeable
S03	0.00-2.00	2.71*E-07
S03	2.00-4.00	1.35*E-07
S03	4.00-6.00	Impermeable
S03	6.00-8.00	Impermeable
S03	8.00-10.00	Impermeable

D'après ces résultats, la formation rencontrée est en général imperméable (formation très peu perméable).

II.2.2/ Caractéristiques géotechniques des sols en place :

Reconnaissance in situ- du site

La compagne de reconnaissance in situ du site, menée par le L.T.P.O (Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest) a porté le creusement de quatre puits à ciel ouvert.

Tableau N°I.1 : Les formations géologiques obtenues lors des creusements des puits

N °de puits	Prof (m)	Formations
P_1	2.70	0m-0.50m terre végétale ; 0.5m-1.30m argile verdâtre ;1.30-2.70argile marron
P_2	1.80	0m-0.6m terre végétale ; 0.6m-1.80m argile peu sableuse beige.
P_3	2.60	0m-0.3m terre végétale ;0.3m-2.60m argile gris verdâtre.
P_4	2.60	0m-0.4m terre végétale ;0.4m-2.6m argile peu sableuse marron grisâtre.

II.2.3/ Essais de laboratoire :

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

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

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

➢ Essais physiques

a) teneur en carbonate

Valeur	Nature de formation
13%	Argilo-marneuse

b) poids spécifiques grains isolés (γs)

2,58 t/m^3 – 2,65 t/m^3.

c) limites d'ATTERBERG

Limite de liquidité : W_L =45%-65%.

Indice de plasticité : 22 <Ip<37.

Nature : d'prés l'abaque de plasticité de CASAGRANDE, le sol est de plasticité élevé.

d) Analyses granulo_sédimentométriques :

Matériaux fins renferment 80 % de fines

Diamètres <80 microns.

e) gonflement libre(%)

Puits N°	P1		p2	p3	p4
Profondeur(m)	1.4-1.6	2.2-2.4	1.2-1.4	1.6-1.8	1.5-1.7
Gonflement libre	69	70	40	32	50

Nature : moyen gonflement

Essais mécaniques

a) essai de résistance au cisaillement à la boite

Puits	p1	p2	p3	p4
Profondeur (m)	1.4/1.6 2.20/2.4	2.2/2.4	1.6/1.8	1.50/1.70
Cohésion (bars)	0.96/0.28	0.36/0.32	0.40/0.24	0.72/0.48
Angle de Frottement interne	14°/14°	9°/10°	15°/12°	17°/20°
Type d'essai	UU/U	UU/CU	UU/CU	UU/CU

Avec UU : non consolidé, non drainé.

CU : consolidé, non drainé

b) essai Proctor normal

Puits	p1	p2	p3	p4
Profondeur (m)	1.40-1.60 2.20/2.40	1.2-1.4	1.6-1.8	1.5-1.7
Teneur en eau Optimale W (%)	19/21.1	12	15	17.8
Densité sèche d(t/m^3)	1,61/1.58	1,86	1,82	1,69

Les valeurs de densités de l'OPN sont faibles.

c) essai de perméabilité à l'œdomètre

Puits	profondeur(m)	coef de Perméabilité 'K(cm/s)	charges
P1	1,4-1,6 2.2-2.4	9,513.10^{-9} /3,108.10^{-9} 7.754.10^{-9}	1,0 2.0
P2	1,2-1,4	4,09.10^{-7}/3,034.10-7	0.4/1.0
P3	1,6-1,8	5,956.10^{-9}/2,741.10^{-9}	1,0/2,0
P4	1.5-1.7	4,265.10^{-7}/2,503.10^{-8}	1.0/2.0

Conclusion : faible perméabilité.

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

II.2.4/ Zone d'emprunt :

La zone d'emprunt est constitué d'une argile homogène.

II.2.5/ Caractéristiques géotechniques des matériaux dans la zone d'emprunt :

Une série d'essais de laboratoire ont été exécutes sur les matériaux choisis

- Granulométrie/ sédimentometrie
- Proctor
- Teneur en eau …...etc.

FOUILLE : F1

Argile avec trace de sable peu plastique de coloration marron verdâtre. Sa teneur en Carbonate ($caco_3$) est de 6%.

Analyse Granulométrique :	Limite d'ATTERBERG :	Proctor normal :
Gravier : G=27%.	Limite de liquidité : LL = 62.4 %.	γ_d = 1.60gr/cm ^{3}
Sable : S = 29 %.	Limite de plasticité : LP = 26.85 %.	W_{opt} = 20.05 %
Fines : F = 44%.	Indice de plasticité : IP = 35.55 %.	

FOUILLE : F2

Argile avec trace de sable marron jaunâtre, assez plastique .Sa teneur en carbonate ($caco_3$ est de 20 %.

Analyse Granulométrique :	Limite d'ATTERBERG :	Proctor normal :
Gravier : G=0.0%.	Limite de liquidité : LL = 45 %.	γ_d = 1.86 gr/cm ^{3}
Sable : S = 2.7 %.	Limite de plasticité : LP = 22.8 %.	W_{opt} = 12%
Fines : F = 97.3%.	Indice de plasticité : IP = 22.2 %.	

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

FOUILLE : F3

Argile sableuse beige avec prèsence de graviers, assez plastique, Sa teneur en Carbonate caco3 est de 16.4 %.

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

Analyse Granulométrique :	Limite d'ATTERBERG :	Proctor normal :
Gravier : G=0.0%.	Limite de liquidité : LL = 45 %.	γ_d = 1.82 gr/cm ^{3}
Sable : S = 2.00 %.	Limite de plasticité : LP = 20.9 %.	W_{opt} = 15 %
Fines : F = 98 %.	Indice de plasticité : IP = 24.1 %.	

FOUILLE : F4

Argile peu sableuse, assez plastique, De coloration marron grisâtre. Sa teneur en Carbonate caco3 est de 16.4 %.

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

Analyse Granulométrique :	Limite d'ATTERBERG :	Proctor normal :
Gravier : G=0.0%.	Limite de liquidité : LL = 53.5 %.	γ_d = 1.69 gr/cm ^{3}
Sable : S = 2.00 %.	Limite de plasticité : LP = 24.3 %.	W_{opt} = 17.8 %
Fines : F = 98 %.	Indice de plasticité : IP = 29.2 %.	

II.2.6/ Etude de l'impact :

II.2.6.1- Impact négatif :

La digue cuvette ne touche aux différents suivant :
Réseau routier : la cuvette n'inonde aucune piste,
Réseau électrique : aucune ligne électrique n'est signalée au niveau de la cuvette
Réseau AEP et assainissement aucun réseau n'est signalé au niveau de la cuvette à l'acception d'une seguia qui sera inondée.

II.2.6.2- Impact positif :

Ralentir les crues et minimisation des dégâts d'inondation sur l'environnement, par laminage des crues et piégeage des sédiments

Mesures de lutte contre l'érosion, par l'aménagement du bassin versant (reboisement, correction torrentielle, ouverture de piste…)

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

Le développement de l'activité agricole et l'amélioration du rendement (arbres fruitiers, maraîchères.).

Elle construit un réservoir pour l'emmagasinement de l'eau en vue de son utilisation ultérieure.

Irrigation :

La retenue sur oued BEKERDAS va permettre la mise en valeur d'environ 28 ha.

L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile à l'eau et une bonne utilisation des ressources.

Le renforcement des activités économiques (agriculture, élevage…)

L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile de l'eau et une bonne utilisation des ressources.

La région de OULED BEN ABDELKADER est une zone a vocation agricole la création de cette retenu aura un impact très positif pour les agriculteurs de cette dernière.

Conclusion :

Les matériaux argileux analysés présentent de bonnes caractéristiques géotechniques pour une utilisation comme matériau pour la réalisation de la digue en terre homogène.

Le matériau prédominant est l'argile, pratiquement imperméable, entre coupant un horizon marneux affleurant en rive droite donc toutes les conditions géologiques et géotechniques sont réunies pour la construction d'une retenue collinaire toute en économisant.

Pour la bonne mise en œuvre du remblai, il faut décaper le terrain naturel sur une profondeur d'environ 1/10 de la hauteur de la digue ou à une profondeur assurant la stabilité de la digue.

L'emplacement est plus favorable et surtout pour une exploitation agricole .

Les tassements seront acceptables.

Pour le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes, nous préconisons de prendre une capacité portante admissible égale à 200kg/cm.^{2}.

Tous les échantillons de matériaux argileux sont pratiqués imperméables. L'optimum Proctor des sols analysés, se situe entre 15.2 et 16.4%

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, donc le présent chapitre concerne l'étude hydrologique du projet de la retenue collinaire sur Oued BEKERDAS commune de Ouled ben abdelkader.

Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued BEKERDAS tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences, également seront déterminés les débits maximums et les apports solides

III.1 Bassin versant

Un bassin versant est un territoire qui draine l'ensemble de ses eaux vers un exutoire commun, cours d'eau ou mer. Plus précisément, le bassin versant est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

III.1.1/ Situation géographique

Le site de la future retenue collinaire sur Oued BEKERDAS se trouve à 6 km environ barrage de sidi YACOUB, Le site proposé est défini par le système de coordonnées WGS 1984 ;

X = 348391.71 Km. Y = 3989120.44 Km. Z = 290.00 m (NGA**)**

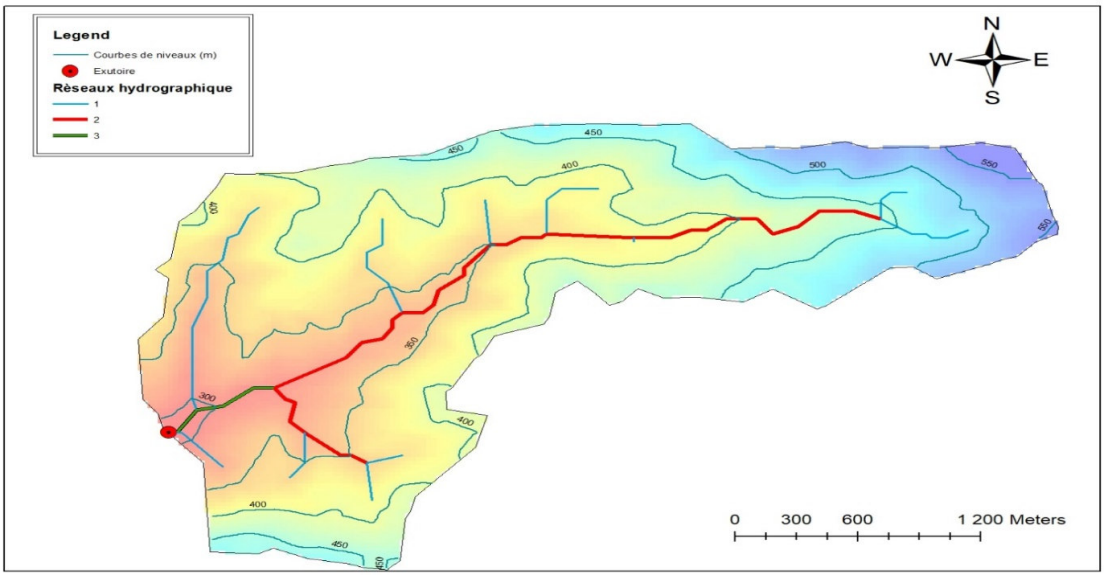


Figure III.1 : Délimitation du bassin versant d'oued BEKERDAS.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

La délimitation du bassin versant a été réalisée à l'aide du logiciel Arc GIS de ESRI à la base d'un modèle numérique terrain.

III.1.2.1/ Le logiciel Arc GIS :

Arc GIS est une suite de logiciels d'information géographique (ou logiciels SIG) développés par la société américaine *ESRI* (Environmental Systems Research Institute, Inc.).
D'où la délimitation du bassin versant et la création du réseau hydrographique a été réalisé par le logiciel ArcMap, c'est le composant principal de la suite Arc GIS et est principalement utilisé pour afficher, modifier, créer et analyser des données géospatiales

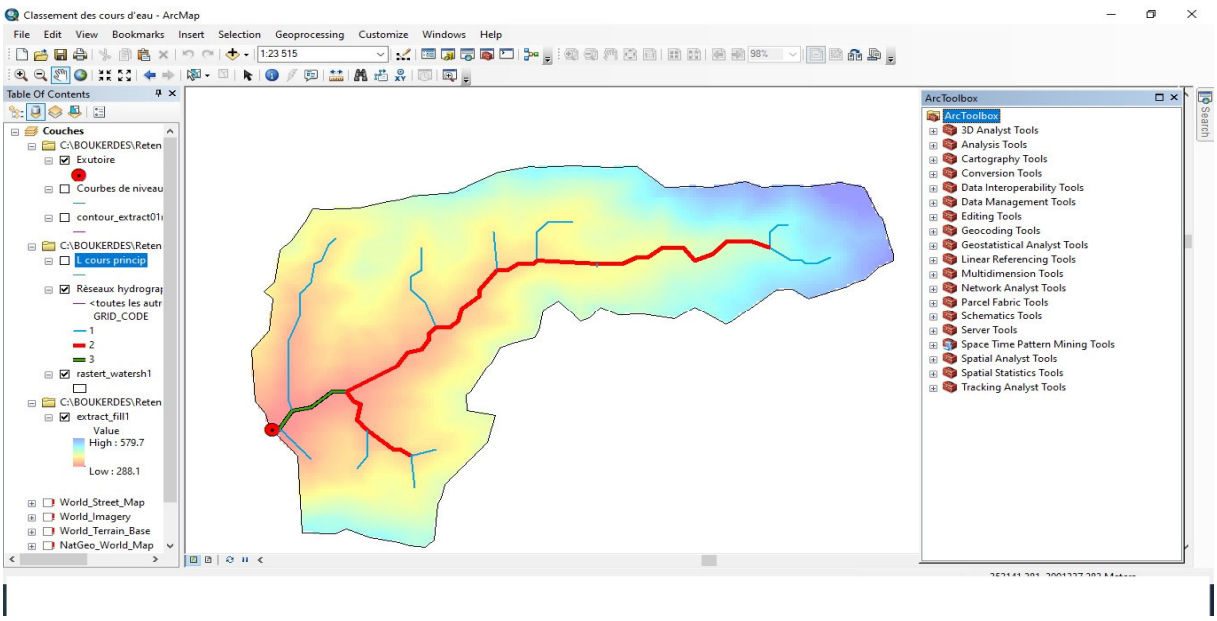


Figure III.2 : Vue d'ensemble sur le logiciel ArcMap

III.1.2.2/ Les paramètres géométriques :

- **Superficie du bassin versant :**

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide du logiciel ArcMap

S = 06.49Km².

- **Périmètre du bassin versant :**

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement par ArcMap

P = 13.00 Km.

- **Longueur du talweg principal :**

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

L_{tp} = 4.73 Km

- **Altitude du bassin versant :**

Altitude maximale : 579 m.
Altitude minimale : 288m.

III.1.2.3/ Caractéristiques hydro morphologiques :

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

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

- **Indice de compacité de Gravelieus Kc :**

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

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

$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\pi\sqrt{\pi S}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}}$ ……..…….…….(III.2)

P : périmètre du bassin versant (Km)
S : surface du bassin versant (Km^2)

AN: **Kc = 1,42**

Si $k_c \leq 1.128$ ⇒ bassin ramassé

Si $k_c \geq 1.128$ ⇒ bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme **allongée**.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante : $K_P = \frac{L^2}{S}$ ……..……. (III.3)

L : la longueur du talweg principal L = 4.73 km
S : surface du bassin versant S = 06.49 Km^2

K_P = 3.45

Plus k_p 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.

Dans notre cas, cet indice est grand.

- **Rectangle équivalent :**

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) . Par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si **L** et **l** représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface :

P = 2x (L+ l) et S = L x l …… (III.4)

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{…… (III.5)}$$

On obtient une équation de 2ème degré admet deux solutions Lr ; lr :

$$L_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right) \quad \text{…… (III.6)}$$

$$l_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right) \quad \text{……... (III.7)}$$

Avec Lr : longueur du rectangle équivalent en (Km)
lr : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : **Lr = 5.15 km** et **l_r = 1.26 km**

III.1.2.4/ Hypsométrique du bassin versant :

Le relief :

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique., Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale Ig.
- L'indice de pente roche Ip
- L'indice de pente moyenne du bassin versant Im

- **Courbe et répartition hypsométrique :**

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

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel de SIG. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes.

Les résultats obtenus ont été regroupé sur le Tableau III.1

Tableau III.1 : Répartition de la surface du bassin versant

Altitudes (m)	Altitudes moyennes Hi (m)	Surfaces partielles S_i (km^2)	Surfaces partielles cumulées (km^2)	Surfaces partielles cumulées (%)	$Si * Hi$
579– 550	564.5	0.06	0.06	0.92	33.87
550 – 500	525	0.41	0.47	7.24	215.25
500 – 450	475	0.84	1.31	20.18	399
450 – 400	425	1.63	2.94	45.30	692.75
400 – 350	375	2.39	5.33	82.12	896.25
350 – 300	325	1.12	6.45	99.38	364
300- 288	294	0.04	6.49	100	11.76
		=6.49	6.49	=100	=2612.88

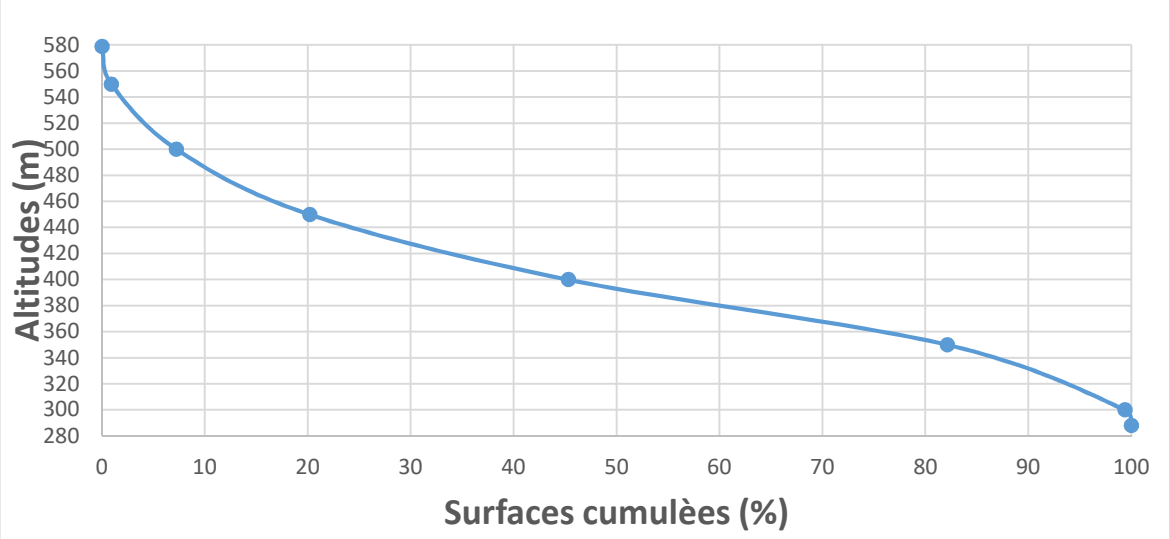


Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin Versant d'oued BEKERDAS.

- **Altitudes caractéristiques**
  - **Altitudes max et min :**

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

$H_{5\%}$=515 m NGA $H_{95\%}$=315 m NGA

- **Altitude médiane :**

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

$H_{50\%}$ =395 m NGA

- **Altitude moyenne :**

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

$$H_{moy} = \frac{\Sigma S_i H_i}{S} = \frac{2613.01}{6.49} = 402.60 \text{ m} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.8)}$$

Avec :

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km^2).
H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m).
S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

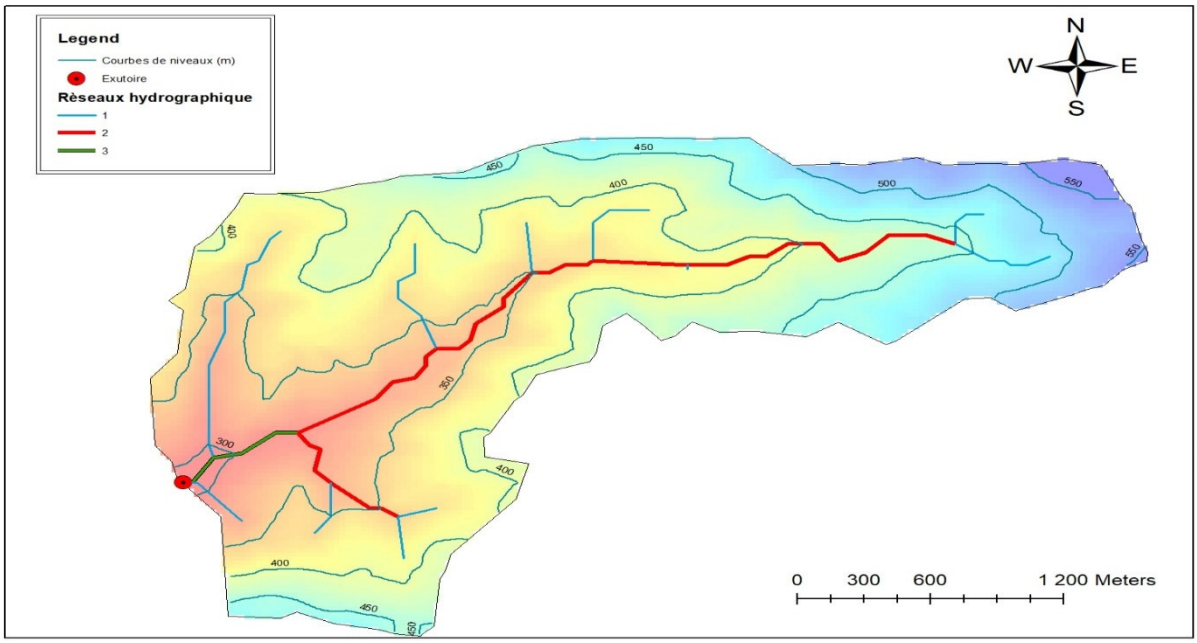


Figure III.4 : Carte des courbes de niveaux du bassin versant

III.1.2.5 Indices de pente

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

a. Indice de pente de global Ig

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera :

$$I_{pg} = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.9)}$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent
D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)

$H_{5\%}$= 515m
$H_{95\%}$= 315 m
L=05.15 km

AN: **Ig =38.83** $\frac{m}{km}$ ⇨**Ig = 3.88 %**

Donc on a un relief assez fort.

a. Pente moyenne Im

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1+L_2+L_3+\cdots+0.5L_n)}{S} \quad \text{..... (III.10)}$$

Avec : ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives(m)

$L_1, L_2, \ldots, L_n$: Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km2).

En utilisant le logiciel Arc GIS (pour la détermination des longueurs de courbes de niveau).

Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux

Cote (m)	Dénivelée (m)	Longueur (km)
300	50	0.653
350		6.089
400		8.575
450		4.763
500		2.036
550		0.624

AN : $I_m = 17.02\ \frac{m}{km}$ ⇨ $I_m = 1.70\%$

b. Indice de pente de Roche Ip

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i}(H_i - H_{i-1}) \quad \text{..... (III.11)}$$

L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

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

Tableau III.3 : Détermination de la pente Roche I_P

Altitudes (m)	**Dénivelée** $H_i - H_{i-1}$	**Surfaces partielles S_i (km²)**	**Surfaces partielles (%)**	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
550 - 579	29	0.06	0.92	5.17
500 – 550	50	0.41	6.32	17.78
450 – 500	50	0.84	12.94	25.44
400 – 450	50	1.63	25.12	35.44
350– 400	50	2.39	36.82	42.90
300– 350	50	1.12	17.26	29.38
288 - 300	12	0.04	0.62	2.73
Somme				**158.84**

AN: **I_P = 73.03 m/km ⇒ I_P = 7.30%**

a. Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \text{..... (III.12)}$$

AN :

$$I_{pm} = \frac{579 - 288}{5.15}$$

$$I_{pm} = 5.65\ \%$$

b. Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

$D_S = I_g\sqrt{S}$ D_S = 98.92 m ..... (III.13)

Tableau III.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

	Relief	**Ds (m)**
1	Très faible	Ds < 10
2	Faible	10 < Ds < 25
3	Assez faible	25 < Ds < 50
4	Modéré	50 < Ds < 100
5	Assez modéré	100 < Ds < 250
6	Fort	250 < Ds < 500
7	Très fort	Ds < 500

Donc le relief de notre bassin est modéré (50 < Ds=98.92 < 100)

III.1.3 Caractéristiques hydrographiques

III.1.3.1/ Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux (la géologie, le climat, la pente du terrain et la présence humaine)

Afin de caractériser le réseau hydrographique il y a plusieurs méthodes pour déterminer et classifier les tronçons des cours d'eau, on choisit de les classifier selon la méthode de STRAHLER car elle est la plus utilisé.

La classification de STRAHLER de notre bassin est représentée dans la Figure III.4

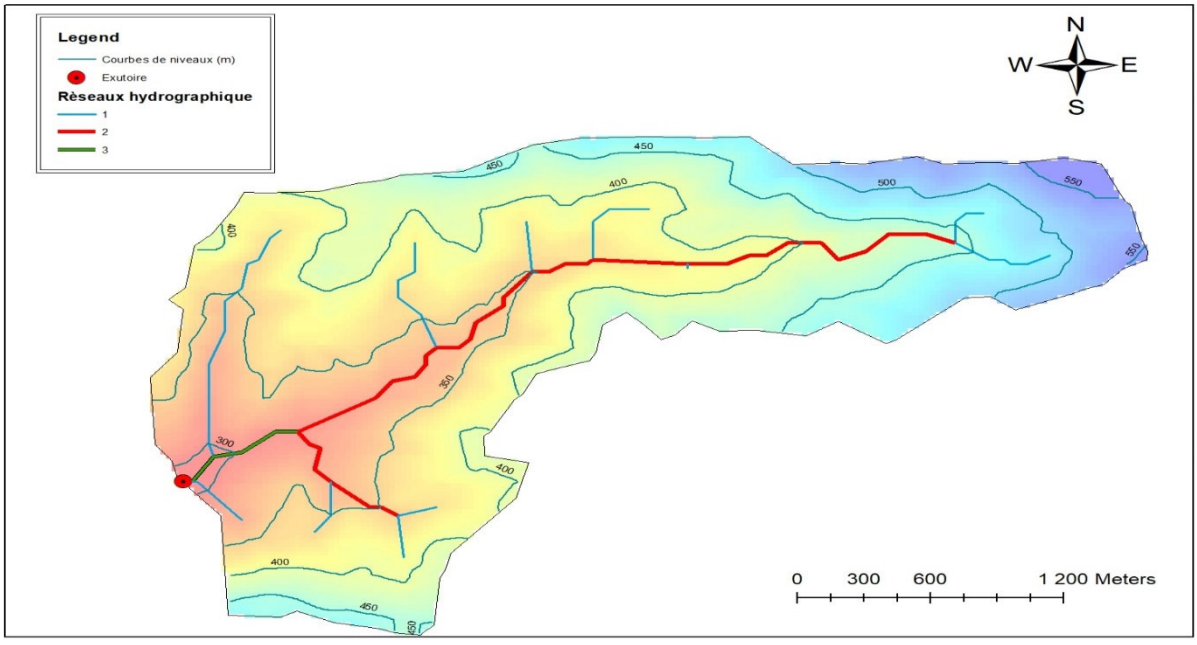


Figure III.4 : La classification de STRAHLER de notre bassin

III.1.3.2/ Pente moyenne du cours d'eau principal Ic

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} \quad \text{..... (III.14)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

Δl : Longueur du cours d'eau (km).

AN :

$$\Delta H = 450 - 300 = 150m\,m \quad , \Delta l = \ 4.73\ km,$$

$$\Rightarrow \qquad I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} = \frac{150}{4.73} = 31.71\ \frac{m}{km}$$

$$I_c = 3.17\% \qquad \text{..... (III.15)}$$

III.1.3.3/ Densité de drainage (TOUAIBIA, 2004)

Elle se définit comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « Li » du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en km/km^2.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \quad \text{..... (III.16)}$$

Avec :

L_i : La sommes des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant (Km2).

AN : (Suivant les résultats du Logiciel Arc GIS)

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} = \frac{9.88}{6.49}$$

$$D_d = 1.52\ \frac{km}{km^2}$$

III.1.3.4/ Temps de concentration

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

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI**

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

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

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

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

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

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

AN :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1{,}5L_p}{0{,}8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} = \frac{4\sqrt{6.49} + 1{,}5(4.73)}{0{,}8\sqrt{402.60 - 288}}$$

$$T_c = 2.01\ h$$

- **Formule de KIRPICH**

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad \text{..... (III.18)}$$

Avec :

T_c : Le temps de concentration (min).

L : La longueur du Talweg (m).

I : La pente moyenne du talweg principal (m/m).

AN : $T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times Ip^{oued-0.385} = 0.01947 \times 4730^{0.77} \times (291/4730)^{-0.385}$
$T_c = 38.48mn = 0.64h.$

- **Formule de TURRAZZA**

$$\boldsymbol{T_c = 1.662 \times S^{0.5}} \quad \text{..... (III.19)}$$

Avec :

T_c : Le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

AN :

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} = 1.662 \times 6490^{0.5}$$

$$T_c = 133.89\ \text{min} = 2.23\ h$$

Tableau III.5 Tableau récapitulatif des résultats des temps de concentration

Formule	GIANDOTTI	KIRPICH	TURRAZZA
$\boldsymbol{T_c}$ $(\boldsymbol{heure})$	2.01	0.64	2.23

D'après ces résultats on prend en considération la Formule de KIRPICH car elle nous Donne la valeur la plus petite d'où : = 0.64 h.

III.1.3.5/ Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$\boldsymbol{V_r = \frac{L_{cp}}{T_c}} \quad \text{……..…….. (III.20)}$$

Avec :

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

T_c : Temps de concentration en (h).

AN :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} = \frac{4.73}{T_c}$$

Tableau III.6 Tableau récapitulatif des résultats des vitesses de ruissellements

Formules	T_C (h)	L_{CP} (Km)	V_R (Km/h)	V_R (m/s)
GIANDOTTI	2.01	4.73	2.35	0.65
KIRPLICH	0.64	4.73	7.39	2.05
TURRAZZA	2.23	4.73	2.12	0.59

Tableau III.7 Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		**Symbol**	**Unité**	**Valeur**
Exutoire	X	X	m	348391.71
	Y	Y	m	3989120.44
	Z	Z	m	290
Superficie		S	km^2	6.49
Périmètre		P	km	13
Longueur du cours d'eau principal		L_{cp}	km	4.73
Pente moyenne du cours d'eau principal		I_{cp}	%	6.15
Altitudes	Max	H_{max}	m	579
	Min	H_{min}	m	288
	Moyenne	H_{moy}	m	402.60
	Médiane	$H_{50\,\%}$	m	395
	5 %	$H_{5\,\%}$	m	515
	95 %	$H_{95\,\%}$	m	315
Rectangle équivalent	Longueur	L	km	5.15
	Largeur	l	km	1.26
Indice de compacité		k_c	/	1.42
Coefficient d'allongement		k_p	/	3.45
Pente moyenne du BV		I_m	%	1.70
Indice de pente globale		I_{pg}	%	3.88
Indice de pente Roche		I_P	%	7.30
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	5.65
Densité de drainage		D_d	km/km^2	1.52
Temps de concentration		T_c	h	2.01
Vitesse de ruissellement		V_r	m/s	0.65

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont

III.2.1 Températures

Le tableau suivant résume les paramètres moyens thermiques estimés à la station de Chleff comme dans les autres stations avoisinantes, extraits des différentes séries d'observations météorologiques
Tableau III.8 Répartition mensuelle de la température moyenne (1973/2006).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	MOY
T_{moy}	24.6	19.4	14	11.2	9.8	11.1	13	15.6	18.9	24.6	28.6	29	**18.31**

Source :(ONM) Station de Ouled b A.E.K

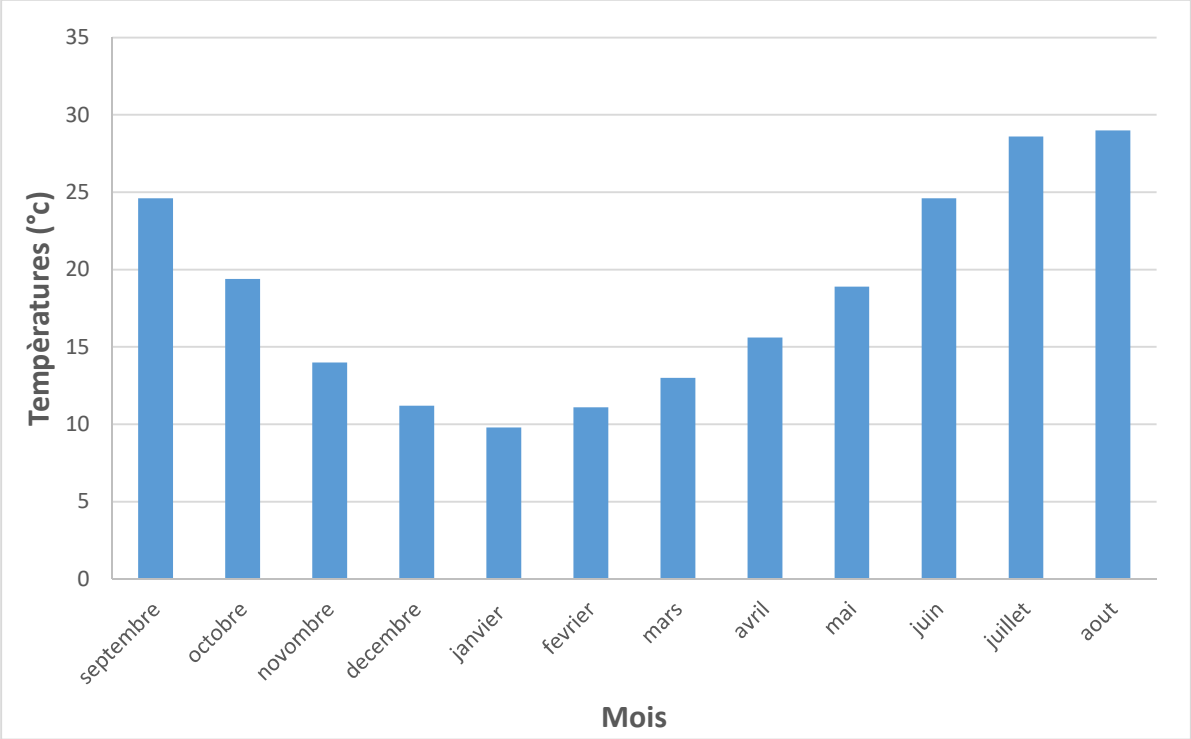


Figure III.5 : Répartition mensuelle des températures

III.2.2 Evaporation :

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par Rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique Du climat continental qui agit directement sur le comporte d'eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1047 mm.

Tableau III.9 Répartition mensuelle de l'évaporation (1997/2007)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Années
E_v mm	74.57	48.63	20.81	13.69	22.86	38.70	65.48	87.08	118.5	166.9	207.1	182.5	1046.82
E_v%	7.12	4.64	1.99	1.31	2.18	3.70	6.26	8.33	11.32	15.94	19.78	17.43	100.0

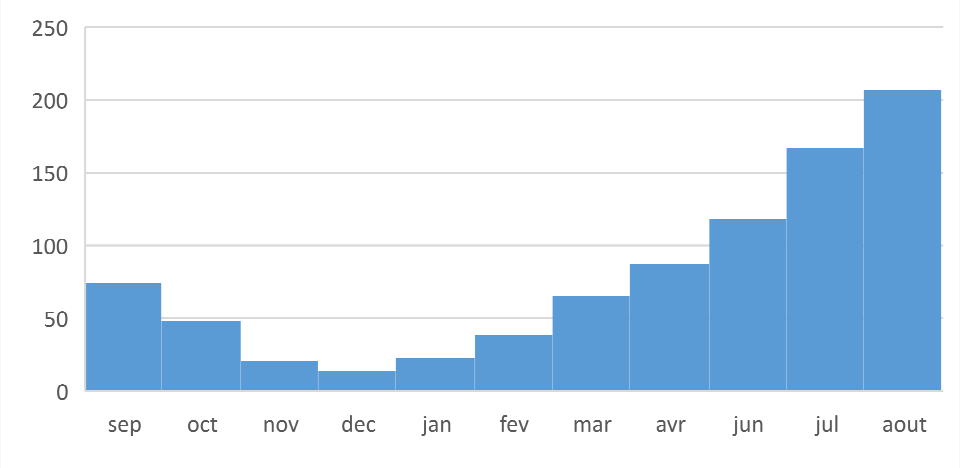


Figure III.6 : Répartition mensuelle des évaporations

III.2.3 Le vent :

Les vitesses moyennes mensuelles sont de 2.39 m/s environ, sans grandes variations d'un Mois à un autre (les minimales à 1.9m/s et les maximales à 2.9 m/s).

Tableau N°III.10 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A
V(m /s)	2.3	2.2	2.1	2.1	1.9	2.3	2.4	2.7	2.8	2.9	2.8	2.2
Direction	W	NE	NE	NE	NE	W	W	W	W	W	WSW	WSW

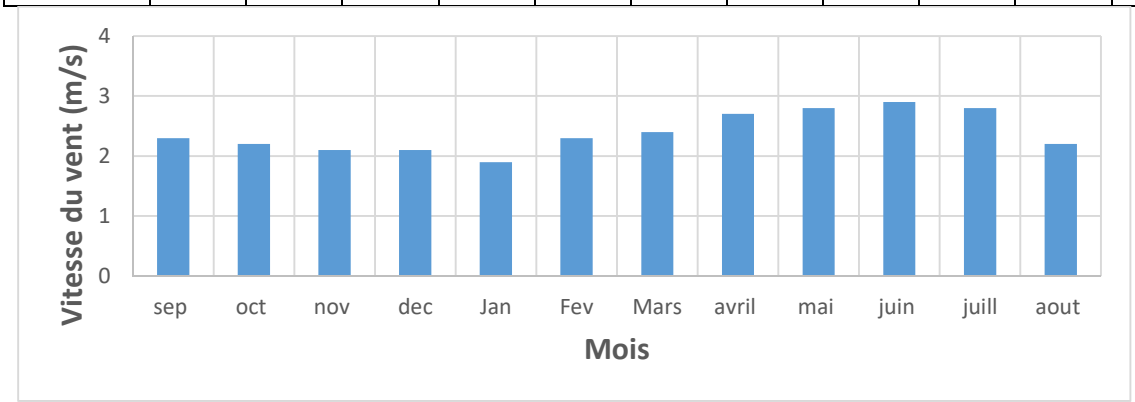


Figure III.7: Répartition mensuelle de la vitesse du vent (m/s)

III.2.4 Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie. Son unité de mesure est (mm), sur une surface de 1 ha, 1 mm de pluie représente 10 m3 d'eau.

Pour notre étude, nous avons récoltés les données de précipitations moyennes et maximales de la station de Ouled ben abdelkader (1975-2018).

Tableau III.11 Caractéristiques des stations pluviométriques du bassin versant d'Oued BEKERDAS

Stations	Code	Coordonnées			Années de service	N
Ouled ben Abdelkader	012308	X=373,4 km	Y=302,85km	Z=240m	1968-2018	43
Oued SLY	012309	X=365,2 km	Y=312,7km	Z=95m	1925-2005	84

Nous possédons donc les données issues au niveau de la station pluviométrique Ouled Ben Abdelkader.

a) Répartition mensuelle : La répartition mensuelle des pluies a été déterminée à partir de données observées au niveau de service météorologique de Chleff

Tableau N° III.12 : Répartition mensuelle de la précipitation entre la période 1997/2007

mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**JUI**	**JUL**	**A**	**Année**
P(mm)	16.6	38.9	54.62	59.8	61.51	54.68	45.87	40.44	33.34	5.8	1.14	2.30	415

Source : Station ONM Chleff

L'examen des données pluviométriques exprimées dans le tableau précédent et l'histogramme Des précipitations permet de tirer les conclusions suivantes :

- La hauteur des pluies annuelles est de 415.mm/an
- La hauteur des pluies mensuelles varie entre 1.14 mm au mois de juillet : le mois le Plus sec de l'année et 61.54 mm au mois de janvier, le mois le plus pluvieux de l'année.

- La répartition saisonnière des pluies montre que la plus grande partie des Précipitations tombe pendant l'hiver avec 53% du total annuel des pluies, suivi de l'automne et du printemps, respectivement avec 33.2% et 22.2%.
- Par contre, l'été est la saison sèche de l'année de type méditerranéen, correspondant à 4.66 % de la pluviosité de l'année.

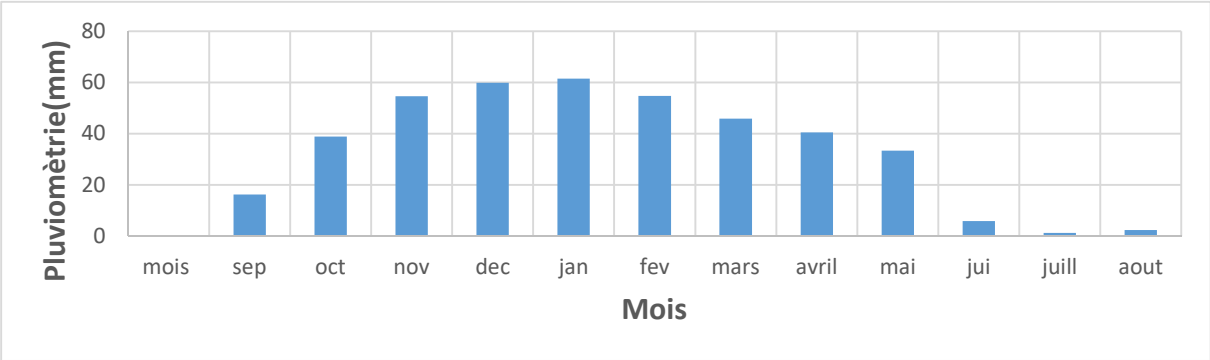


Figure III.8: Répartition mensuelle de la précipitation

III.2.5 Les précipitations maximales journaliers

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique de Ouled Ben A.E.K a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues D'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.
Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on

Travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.

- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

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

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1975	48.8	1993	33.4	2011	46.6
1976	48.2	1994	39	2012	34
1977	33.4	1995	20.9	2013	36.4
1978	73.8	1996	59.8	2014	31.6
1979	21.5	1997	30.8	2015	29.1
1980	38.3	1998	28.2	2016	49.6
1981	20.1	1999	23.3	2017	35
1982	41.2	2000	22.1	2018	28.1
1983	18	2001	58.6		
1984	24.8	2002	29.9		
1985	34.8	2003	26.4		

1986	22.4	2004	16.3
1987	18.5	2005	40.8
1988	44.2	2006	19.4
1989	16.1	2007	32.3
1990	19.7	2008	39.2
1991	28.1	2009	31.5
1992	26.2	2010	45.8

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Caractéristique de la série pluviométrique (43 ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max,j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=44} P_{max,j\,i}$	1466.2
La moyenne X des $P_{max,j}$ en (mm)	$\frac{\sum_{i=1}^{n=44} P_{max,j\,i}}{n}$	33.32
L'écart type σ_x pour $n = 43 > 30 ans$	$\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{46}(P_{max,j\,i} - X)^2}{n-1}}$	12.70
Coefficient de variation C_v	$\frac{\sigma_x}{X}$	0.38
Coefficient d'asymétrie Cs	$\frac{\sum_{i=1}^{46}(P_{max,j\,i} - X)^3}{(n-1){\sigma_x}^3}$	1.03
L'exposant climatique		0.38

L'exposant climatique pour notre région (b=0.38) est donné par l'ARNH

III.2.5.1/ Choix de la loi d'ajustement

Le choix d'une loi d'ajustement de la série pluviométriques dépend de son efficacité qui est déterminé en fonction de la taille et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de GALTON (log-normal).
- La loi de GUMBEL (Normale).

o Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

Les résultats sont mentionnés au tableau suivant :

Tableau III.14 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour	Proba. de fréquence q	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x	Intervalle de confiance
10 000	0.9999	119	14.6	90 – 147
2 000	0.9995	103	12.1	79 – 126
1 000	0.9990	95.9	11.0	74.2 – 118
200	0.9950	80.0	8.56	63.2 – 96.7
100	0.9900	73.1	7.50	58.4 – 87.8
50	0.9800	66.2	6.44	53.6 – 78.8
20	0.9500	57.0	5.04	47.1 – 66.9
10	0.9000	49.9	3.99	42.0 – 57.7
5	0.8000	42.4	2.95	36.7 – 48.2

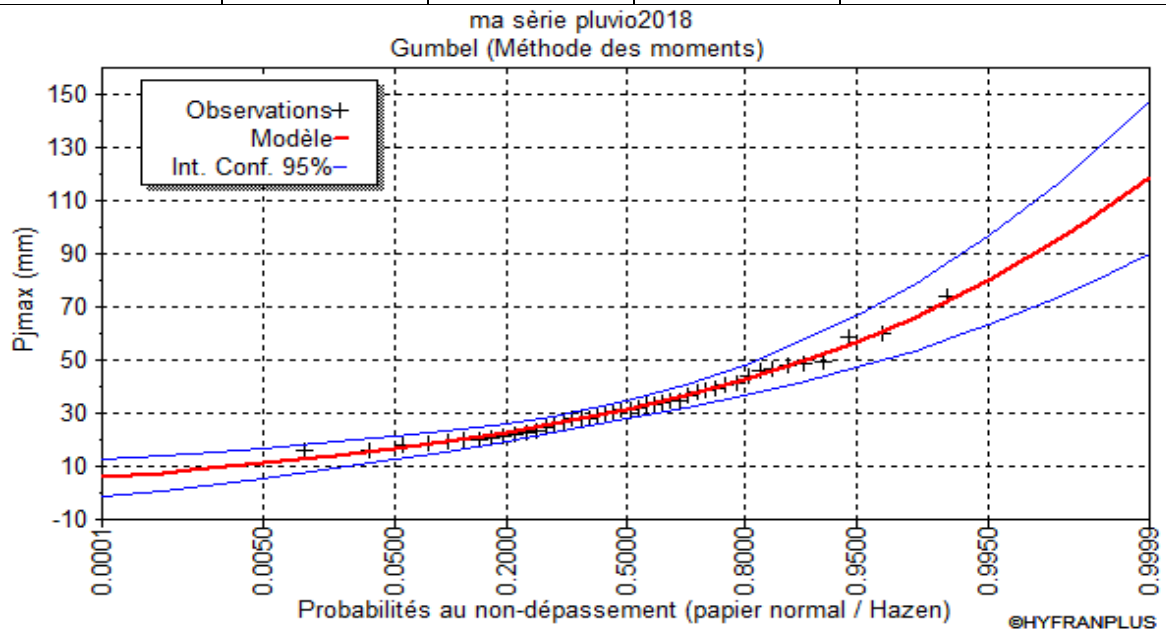


Figure III.9 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL

Le tableau ci-dessous montre la comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi Gumbel	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.1
Maximum	Aucun	73.8
Moyenne	33.2	33.3
Médiane	12.5	12.7
L'écart type	31.1	31.6
Coefficient de variation « Cv»	0.376	0.380
Coefficient d'asymétrie «Cs »	1.14	1.03
Coefficient d'aplatissement	2.40	3.80

Test d'adéquation X^2 :

- Hypothèse :

- H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.
- H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

Tableau : Résultats du test d'adéquation (Gumbel).

Degré de liberté	P-value	X2
6	0.0351	10.32

Conclusion :

Nous devons REJETER H0 au niveau de signification de 5%, mais on l'accepte au niveau de signification de 1%.

Tableau III.15 Représentation de l'Ajustement à la loi de GALTON

Période de retour	**Proba. de fréquence q**	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x	**Intervalle de confiance**
10000.0	0.9999	122	19.2	84.4 – 160
2000.0	0.9995	104	14.7	75.4 – 133
1000.0	0.9990	96.9	13	71.4 – 122
200.0	0.9950	80.2	9.30	62.0 – 98.4
100.0	0.9900	73.2	7.86	57.8 – 88.6
50.0	0.9800	66.2	6.51	53.5 – 79.0
20.0	0.9500	57.0	4.87	47.5 – 66.6
10.0	0.9000	49.9	3.74	42.6 – 57.2
5.0	0.8000	42.5	2.74	37.1 – 47.8

Le tableau ci-dessous montre la comparaison des caractéristiques de la loi de Log normale et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi de Log normale	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.1
Maximum	Aucun	73.8
Moyenne	33.4	33.3
Médiane	12.7	12.7
L'écart type	31.2	31.7
Coefficient de variation « Cv»	0.379	0.380

Coefficient d'asymétrie «Cs »	1.19	1.03
Coefficient d'aplatissement	5.63	3.80

Test d'adéquation X^2 :

• Hypothèse :

- H0 : L'échantillon provient d'une loi de log normale .
- H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de log normale.

Résultat :

Tableau : Résultats du test d'adéquation (Gumbel).

Degré de liberté	P-value	X2
6	0.0596	9.52

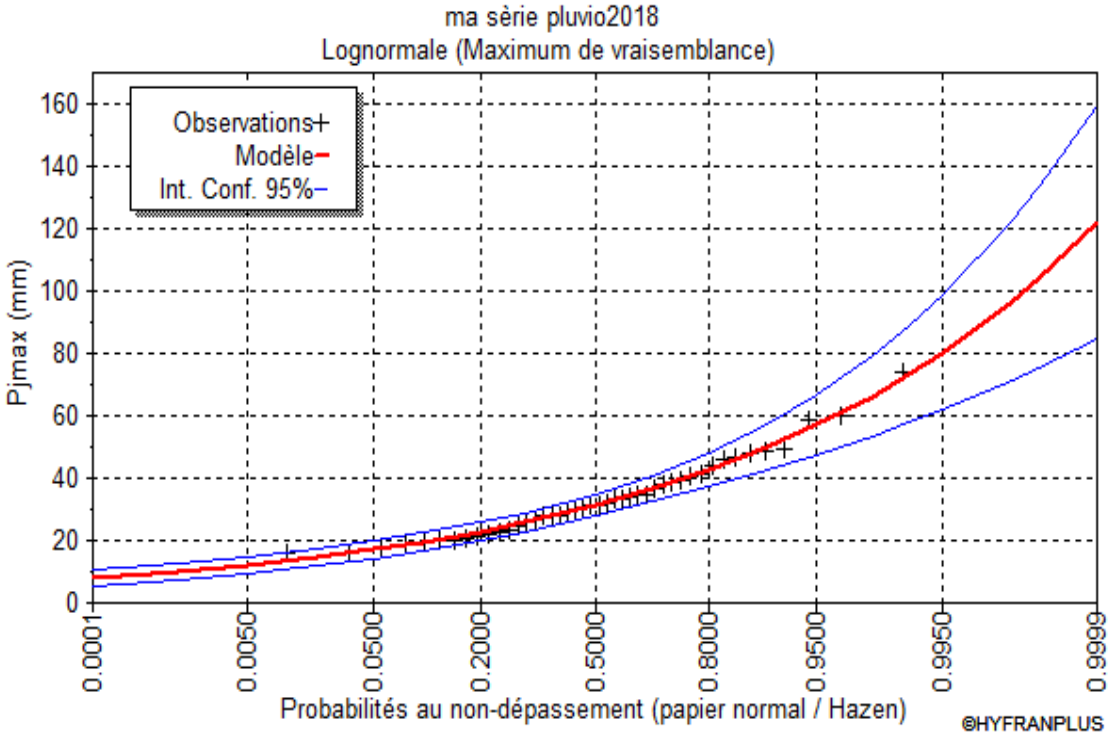


Figure III.10 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal)

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

Choix de la loi d'ajustement :

D'après les tests d'adéquations on remarque que la loi de Gumbel ne peut être utilisée. on opte pour l'ajustement par la loi de log normale .

III.2.6 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

$$P_{cr} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \text{..... (III.21)}$$

Avec :

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j}$ en (mm).

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

t : Temps en heures.

b : Exposant climatique $b = 0.38$.

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{max,j}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad \text{……..……. (III.22)}$$

Avec :

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h).

Les résultats de calcul de Pmax t, p% et I_0 sont représentés dans le Tableaux (III.16) et les Figures (III.12) et (III.13)

Période de retour	10		20		50		100		1000		10 000	
Fréquence	0.9000		0.9500		0.9800		0.9900		0.9990		0.9999	
$P_{max,j}$	49.9		57.0		66.2		73.2		96.9		122	
T (heure)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
0.5	11.46	22.92	13.09	26.18	15.20	30.41	16.81	33.62	22.25	44.51	28.02	56.04
0.64	**12.58**	**19.67**	**14.38**	**22.47**	**16.70**	**26.09**	**18.47**	**28.85**	**24.44**	**38.20**	**30.77**	**48.09**
1	14.91	14.91	17.04	17.04	19.78	19.78	21.87	21.87	28.96	28.96	36.46	36.46
1.5	17.40	11.60	19.86	13.25	23.08	15.38	25.52	17.01	33.78	22.52	42.53	28.35
2	19.41	9.70	22.17	11.08	25.74	12.87	28.47	14.23	37.69	18.84	47.45	23.72
2.5	21.13	8.45	24.13	9.65	28.02	11.21	30.99	12.39	41.02	16.41	51.65	20.66
3	22.64	7.55	25.86	8.62	30.03	10.01	33.21	11.07	43.96	14.65	55.35	18.45
3.5	24.01	6.86	27.42	7.84	31.85	9.10	35.21	10.06	46.62	13.32	58.69	16.77

4	25.26	6.31	28.85	7.21	33.50	8.37	37.05	9.26	49.04	12.26	61.75	15.43
4.5	26.41	5.87	30.17	6.70	35.04	7.78	38.74	8.61	51.29	11.39	64.58	14.35
5	27.49	5.50	31.40	6.28	36.47	7.29	40.33	8.06	53.38	10.67	67.21	13.44
5.5	28.51	5.18	32.56	5.92	37.81	6.87	41.81	7.60	55.35	10.06	69.69	12.67
6	29.46	4.91	33.66	5.60	39.09	6.51	43.22	7.20	57.21	9.53	72.04	12.00
6.5	30.38	4.67	34.70	5.33	40.29	6.19	44.56	6.85	58.98	9.07	74.26	11.42
7	31.24	4.46	35.69	5.09	41.44	5.92	45.83	6.54	60.67	8.66	76.38	10.91
7.5	32.07	4.27	36.64	4.88	42.55	5.67	47.05	6.27	62.28	8.30	78.41	10.45
8	32.87	4.10	37.55	4.69	43.60	5.45	48.21	6.02	63.82	7.97	80.36	10.04
8.5	33.64	3.96	38.42	4.52	44.62	5.24	49.34	5.80	65.31	7.68	82.23	9.67
9	34.37	3.82	39.26	4.36	45.60	5.06	50.42	5.60	66.75	7.41	84.04	9.33
9.5	35.08	3.69	40.08	4.21	46.54	4.89	51.47	5.41	68.13	7.17	85.78	9.03
10	35.78	3.58	40.86	4.08	47.46	4.74	52.48	5.25	69.47	6.94	87.47	8.74
10.5	36.45	3.47	41.63	3.96	48.35	4.60	53.46	5.09	70.77	6.74	89.11	8.49
11	37.09	3.37	42.37	3.85	49.21	4.47	54.42	4.94	72.03	6.54	90.70	8.24
11.5	37.73	3.28	43.09	3.74	50.05	4.35	55.34	4.81	73.26	6.37	92.24	8.02
12	38.34	3.19	43.80	3.65	50.87	4.24	56.24	4.68	74.46	6.20	93.74	7.81
12.5	38.94	3.12	44.49	3.55	51.66	4.13	57.12	4.57	75.62	6.05	95.21	7.61

13	39.53	3.04	45.15	3.47	52.44	4.03	57.98	4.46	76.76	5.90	96.64	7.43
13.5	40.10	2.97	45.80	3.39	53.19	3.94	58.82	4.35	77.87	5.77	98.04	7.26
14	40.66	2.90	46.44	3.31	53.93	3.85	59.64	4.26	78.95	5.63	99.40	7.10
14.5	41.20	2.84	47.06	3.24	54.66	3.77	60.44	4.17	80.01	5.51	100.73	6.94
15	41.74	2.78	47.67	3.17	55.37	3.69	61.22	4.08	81.05	5.40	102.04	6.80
15.5	42.26	2.73	48.27	3.11	56.06	3.61	61.99	3.99	82.06	5.29	103.32	6.66
16	42.77	2.67	48.86	3.05	56.74	3.54	62.74	3.92	83.06	5.19	104.57	6.53
16.5	43.27	2.62	49.43	2.99	57.41	3.48	63.48	3.84	84.04	5.09	105.80	6.41
17	43.77	2.57	49.99	2.94	58.06	3.41	64.20	3.77	84.99	4.99	107.01	6.29
17.5	44.26	2.52	50.55	2.88	58.71	3.35	64.92	3.70	85.94	4.91	108.20	6.18
18	44.73	2.48	51.09	2.83	59.34	3.29	65.61	3.64	86.86	4.82	109.36	6.07
18.5	45.20	2.44	51.63	2.79	59.96	3.24	66.30	3.58	87.77	4.74	110.51	5.97
19	45.66	2.40	52.16	2.74	60.57	3.18	66.98	3.52	88.66	4.66	111.63	5.87
19.5	46.11	2.36	52.67	2.70	61.17	3.13	67.64	3.46	89.54	4.59	112.74	5.78
20	46.56	2.32	53.18	2.66	61.76	3.08	68.30	3.41	90.41	4.52	113.83	5.69
20.5	47.00	2.29	53.68	2.62	62.35	3.04	68.94	3.36	91.26	4.45	114.90	5.60
21	47.43	2.25	54.17	2.58	62.92	2.99	69.57	3.31	92.10	4.38	115.96	5.52
21.5	47.86	2.23	54.66	2.54	63.49	2.95	70.20	3.26	92.93	4.32	117.00	5.44

22	48.28	2.19	55.14	2.50	64.04	2.91	70.81	3.21	93.74	4.26	118.03	5.36
22.5	48.69	2.16	55.61	2.47	64.59	2.87	71.42	3.17	94.55	4.20	119.04	5.29
23	49.09	2.13	56.08	2.43	65.13	2.83	72.02	3.13	95.34	4.14	120.04	5.21
23.5	49.50	2.10	56.54	2.40	65.67	2.79	72.61	3.09	96.12	4.09	121.02	5.15
24	49.90	2.08	57.0	2.37	66.2	2.75	73.2	3.05	96.9	4.03	122.0	5.08

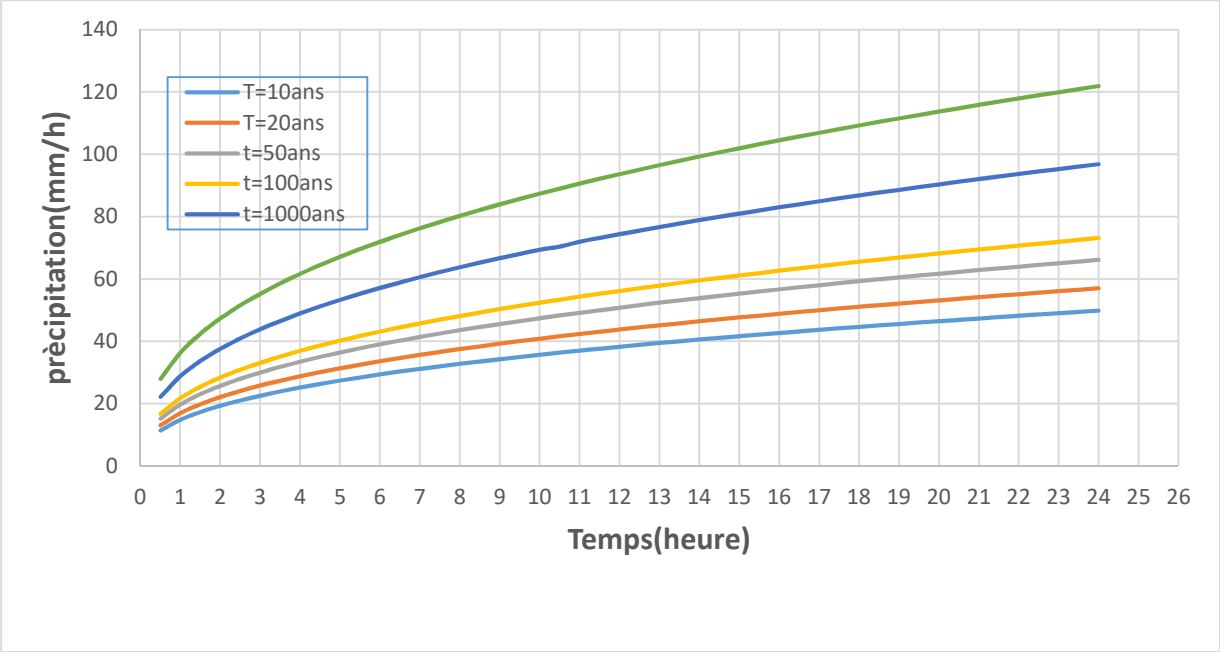


Figure III.12 : Pluies de Courte durée

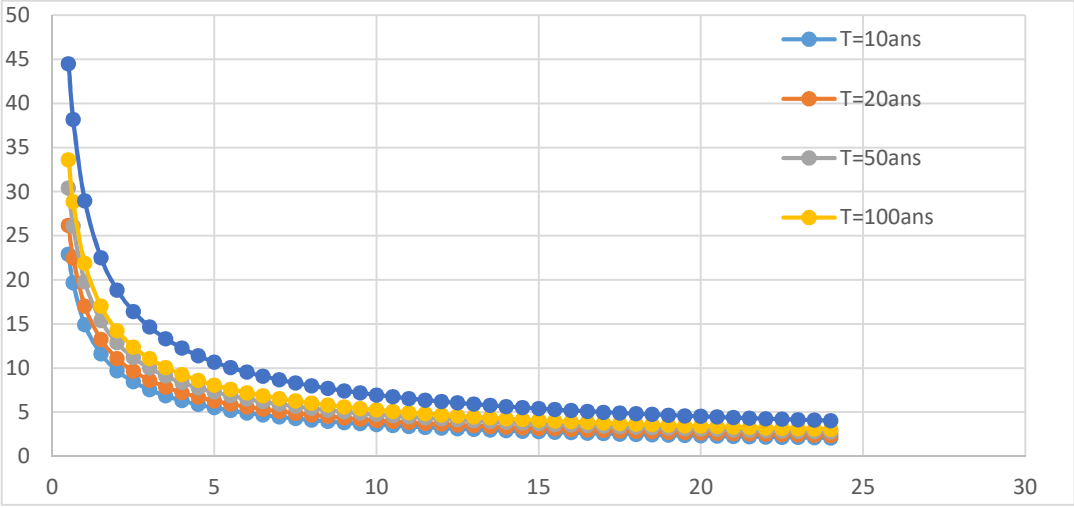


Figure III.13: Intensité – Durée – Fréquence

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.3 Etudes des apports

III.3.1 Apport liquide

III.3.1.1/ Apport liquide suivant les formules empiriques

a- Formule de SAMIE

$$A_0 = L_e \times S \quad \text{..... (III.23)}$$

$$L_e = P_{moy}^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \quad \text{..... (III.24)}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel.

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

S : Surface du bassin versant en (km2). ⇒ $S = 6.49\ km^2$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m). ⇒ $P_{moy} = 415\ mm = 0{,}415\ m$

AN :

$$L_e = P_{moy}^2\left(293 - 2.2\sqrt{S}\right) = 0.415^2(293 - 2.2\sqrt{6.49}) \Rightarrow \quad L_e = 49.50mm$$

$$A_0 = L_e \times S = 49.50 \times 6.49 \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{A_0 = 0.321\ Mm^3}$$

b- Formule de MEDINGUER

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = 1024\left(P_{moy} - 0.26\right)^2 \quad \text{..... (III.25)}$$

AN :

$$L_e = 1024\left(P_{moy} - 0.26\right)^2 = 1024(0.415 - 0.26)^2 \quad \Rightarrow \quad L_e = 24.60\ mm$$

$$A_0 = L_e \times S = 24.60 \times 6.49 \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{A_0 = 0.160\ Mm^3}$$

c- Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad \text{..... (III.26)}$$

AN :

$$A_0 = 0.915 \times 0.415^{2.684} 6.49^{0.842} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{A_0 = 0.417\ Mm^3}$$

d- Formule de TURC

$L_e = P_{moy} - D$ …… (III.27)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).
D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + (\frac{P_{moy}}{L})^2}} \right] \text{ (mm)} \quad \text{…… (III.28)}$$

L : Variable théorique $L = 300 + 25\ T_{moy} + 0.05(T_{moy})^3$ …..… (III.29)

T_{moy} : Température moyenne annuelle ➡ $T_{moy} = 18{,}31°$
AN : L = 1064.67 ; D = 404.63 mm., L_e = 10.37mm
A_0 =0.067 Mm^3

e- Formule de J-DERRY (1977) :

$M_0 = 11.8\ P_{moy}^{2.82}$ Avec $A_0 = M_0.S.T$ …… (III.30)
M_0 = 0.988 l/s/km

Avec :
M_0 : Module spécifique moyen (l/s/km2)
A_0 : Apport moyen en (m^3)
S : Surfaces-en (km2)
P : Précipitation moyenne en (m)

AN : **A_0= 0.117 Mm^3**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N° III.17 Récapitulatif des résultats des apports.

Méthode	Apport moyen annuel A_0 (Mm^3)
Formule de SAMIE	0.321
Formule de MEDINGUER	0.160
Formule de l'ANRH	0.417
Formule de J-DERRY	0.117
Formule de TURC	0.067

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi la Plus commode et la plus proche et supérieure à la moyenne donc on adopte pour **A_0= 0.321 Mm^3** donnée par la formule de SAMIE.

III.3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad \text{……...…… (III.31)}$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes. ⇒ $T = 31\,536\,000\ s$

AN :

$$M_e = \frac{A_0}{T} = \frac{0.321 \times 10^9}{31536000} \quad \Rightarrow \quad M_e = 10.18\ l/s$$

b) Module de l'écoulement relatif

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \text{……..…… (III.32)}$$

Avec :

M_o : Module de l'écoulement relatif (l/s).

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km2).

AN :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} = \frac{10.18}{6.49} \quad \Rightarrow \quad M_0 = 1.57 l/s/km^2$$

c) Lame d'eau écoulée

Elle est donnée par :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad \text{……...…… (III.33)}$$

AN :

$$L_e = \frac{A_0}{S} = \frac{0.321}{6.49} \Rightarrow \quad L_e = 49.46\ mm$$

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{……(III.34)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (mm).

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

AN :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} = \frac{49.46}{415} \quad \Rightarrow \quad C_e = 0.119$$

e) 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 suivantes :

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(M_0) - 0.063 \times \log_{10}(S+1) \quad \text{..... (III.35)}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km2).

S : Superficie du bassin versant (km2)

AN :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(1.57) - 0.063 \times \log_{10}(6.49+1) \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.67$$

- **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad \text{..... (III.36)}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km^2)

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(6.49+1000)^{0.097}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.36$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} \times {M_0}^{0.27}} \quad \text{..... (III.37)}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km2).

S : Superficie du bassin versant (km2)

AN :

$$C_v = \frac{0.83}{6.49^{0.06} \times 1.57^{0.27}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.66$$

- **Formule Algérienne de PADOUN**

$$C_v = \frac{0.93 \times K}{{M_0}^{0.23}} \quad \text{..... (III.38)}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km2).

K : Coefficient de réduction. On prend K =0.75

AN :

$$C_v = \frac{0.93 \times 0.75}{1.57^{0.23}} \Rightarrow \quad C_v = 0.63$$

Tableau III.18 Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Module de l'écoulement		M_e	l/s	10.18
Module de l'écoulement relatif		M_0	$l/s/km^2$	1.57
Lame d'eau écoulée		L_e	mm	49.46
Coefficient de l'écoulement		C_e	/	0.119
Coefficient de variation	SOKOLOVSKY	C_v	/	0.67
	ANTONOV			0.36
	KRISTEKLY MENKEL			0.66
	PADOUN			0.63
		Moyenne des coefficients de variations		**0.58**

- **Conclusion**

On opte la formule de PADOUM car elle nous donne la valeur de coefficient de variation la plus proche de la moyenne des valeurs.

Alors,

$$C_v = 0.63$$

III.3.2 Apports fréquentiels

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

$$A_{\%} = \frac{A_o}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \qquad \text{..... (III.39)}$$

Avec :

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_o : Apport moyen annuel (Mm^3). ⇒ $A_o = 0.321\ Mm^3$

C_v : Coefficient de variation. ⇒ $C_v = 0.63$

AN :

$$A_{\%} = \frac{0.321}{\sqrt{0.63^2+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(0.63^2+1)}} \quad \Rightarrow \quad A_{\%} = 0.27e^{0.58\mu}$$

Tableau III.19 Les apports fréquentiels

Période de retour	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de GAUSS	-0.84	1.28	1.64	2.05	2.33	3.16
Apport (Mm^3)	0.17	0.57	0.70	0.89	1.04	1.69

Tableau III.20 Répartition mensuelle des apports

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Aout**	**Total**
P(mm)	16.16	38.9	54.62	59.8	61.51	54.68	45.87	40.44	33.34	5.8	1.14	2.30	415
P(%)	4	9.37	13.16	14.41	14.82	13.18	11.05	9.74	8.06	1.39	0.27	0.55	100
A(Mm^3)	0.012	0.030	0.042	0.046	0.048	0.042	0.035	0.031	0.026	0.0045	0.00088	0.0018	0.321

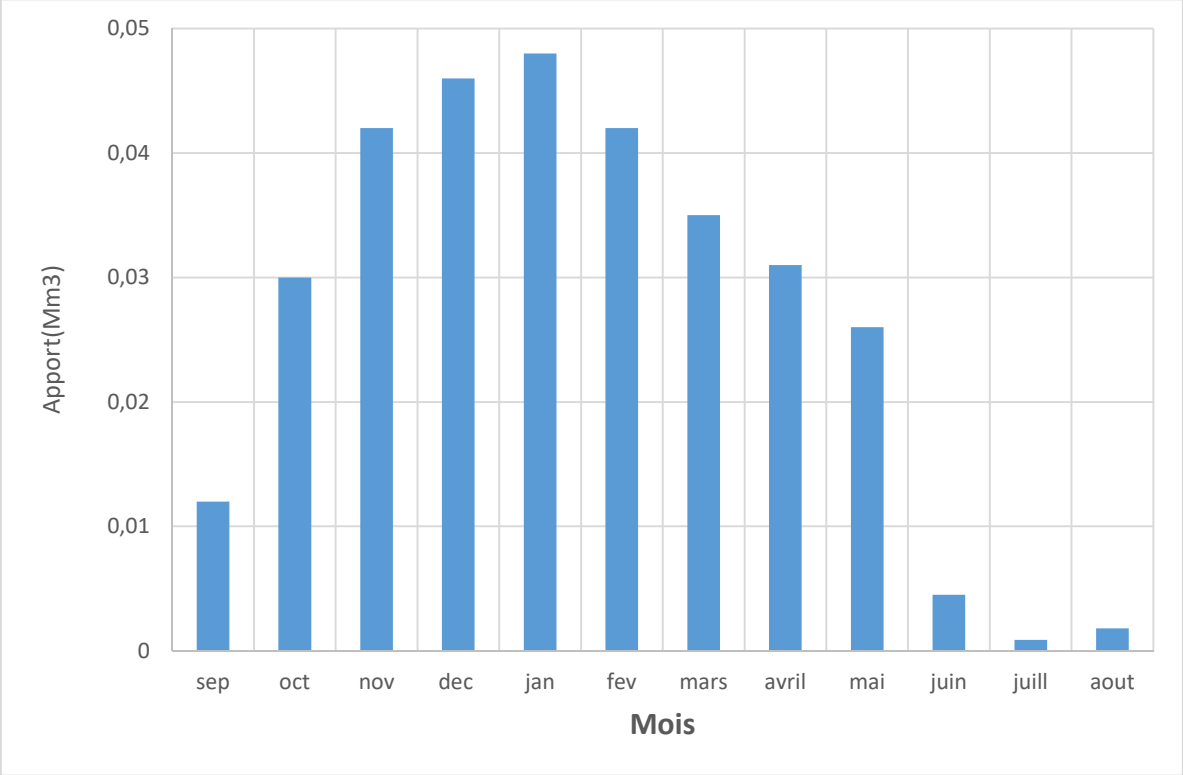


Figure III.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.3.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

On a : $A_{80\%} = 0.17\ Mm^3$

Tableau III.21 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Aout**	**Total**
P(mm)	16.6	38.9	54.62	59.8	61.51	54.68	45.87	40.44	33.34	5.8	1.14	2.30	415
(%)	4	9.37	13.16	14.41	14.82	13.18	11.05	9.74	8.06	1.39	0.27	0.55	100
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.007	0.016	0.022	0.024	0.025	0.022	0.019	0.017	0.014	0.0023	0.0004	0.0009	0.17

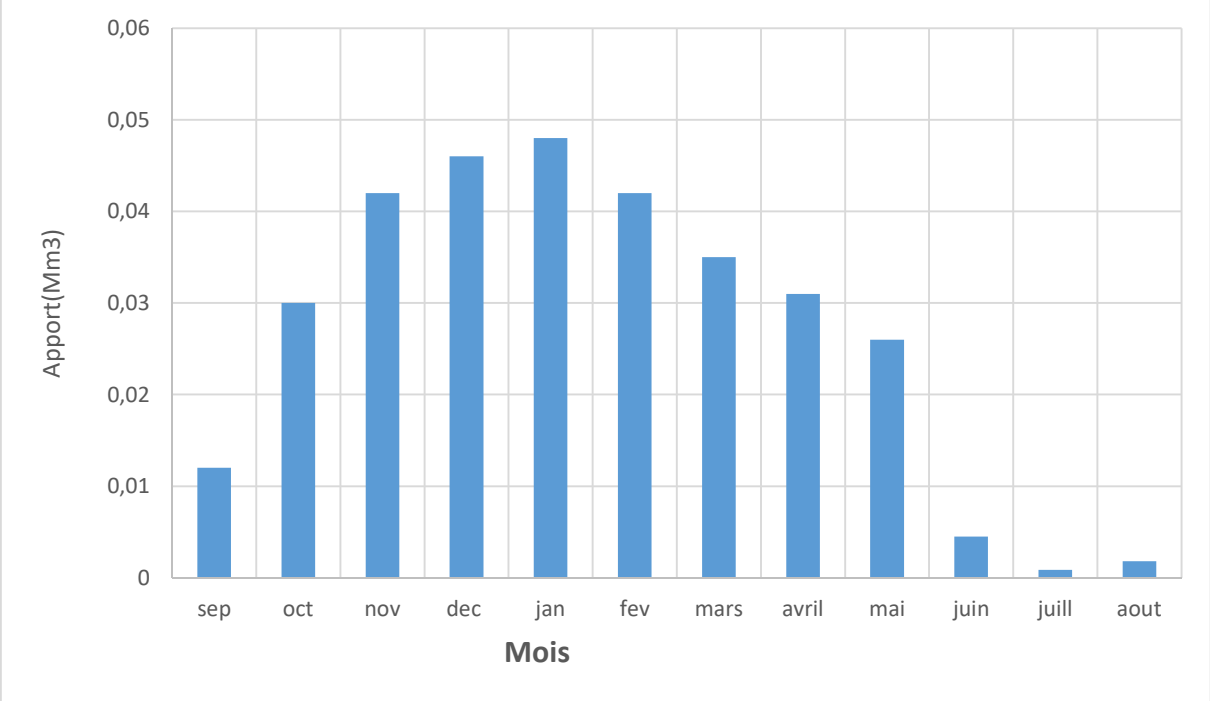


Figure III.15 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

III.3.4 Apports solides et estimation du volume mort

Sachant que les transports solides en suspension et charriés des cours d'eau sont susceptibles de diminuer le volume utile des retenues, donc l'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de la retenue soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.
Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service de la retenue et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued BEKERDAS nous opterons pour des méthodes empiriques qui permettent d'établir une estimation acceptable de l'écoulement solide.

III.3.4.1/ Apport solide par suspension

En utilisant la formule suivante :

- **Formule de Tixeront**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité :

- **Le transport solide :**

$$\boldsymbol{T_s = \alpha . L_e^{0.15}} \quad \text{..... (III.40)}$$

Avec :

T_s : Le transport solide en $(t/km^2/an)$.

L_e : La lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. $\Rightarrow \quad \alpha = 350$

(Perméabilité moyenne à faible)

AN :

$$T_s = 350.49.46^{0.15} \quad \Rightarrow \quad T_s = 628.356\ t/km^2/an$$

- **Le débit solide :**

$$\boldsymbol{Q_s = T_s \times S} \quad \text{..... (III.41)}$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (t/an).

T_s : Le transport solide en $(t/km^2/an)$.

S : La surface du bassin versant (km^2).

AN :

$$Q_s = 628.356 \times 6.49 \quad \Rightarrow \quad Q_s = 4078.03\ t/an$$

- **Le volume mort (suspension) :**

$$V_{s\ (suspension)} = 1.05 \frac{Q_s \times T}{\delta_s} \quad \text{..... (III.42)}$$

Avec :

V_s : Le volume mort (m^3).

Q_s : Le débit solide (t/an).

T : Le délai de service. $\Rightarrow \quad T = 20\ ans$

δ_s : Le poids spécifique de la face humide. $\Rightarrow \quad \delta_s = 1.6\ t/m^3$).

AN :

$$V_{s\,(suspension)} = 1.05\frac{4078.03*20}{1.6} \qquad \Rightarrow \qquad V_{s\,(suspension)} = 53524.19\ m^3$$

$$V_{s\,(suspension)} = 0{,}054 Mm^3$$

III.3.4.2/ Apport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie à (30 % à 40%) du transport solide en suspension,

$$V_{s\,(charriage)} = 0.35 \times V_{s\,(suspension)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.43)}$$

AN:

$$V_{s\,(charriage)} = 0.35 \times 53524.19 \qquad \Rightarrow \qquad V_{s(chariage)} = 18733.46 m^3$$

$$V_{s(chariage)} = 0.019\ Mm^3$$

III.3.5 Volume mort total

Le volume mort total estimé pour 30 ans est :

$$V_{s\,(total)} = V_{s\,(suspension)} + V_{s\,(charriage)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.44)}$$

AN :

$$V_{s\,(total)} = 0.054 + 0.019 \qquad \Rightarrow \qquad V_{s(total)} = 0.073\ Mm^3$$

Donc : $\mathbf{V_{mort} = 73000{,}00\ m^3}$

III.4 Etudes des crues

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme. La détermination de ce hydrogramme ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et nous procéderons pour la construction de ces hydrogramme de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique Les paramètres définissants une crue est :

1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2- Le volume de la crue.
3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
4- Le temps.

III.4.1 Détermination des débits maximums fréquentiels

Nous allons procéder à utiliser les formules empiriques à cause d'absences de données.

a- Formule de MALLET-GAUTHIER

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K qui tient compte des caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max,p\%} = 2K \times \log(1 + 20P_{moy}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad \text{……..……} \text{ (III.45)}$$

Avec :

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

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

S : Surface du bassin versant (km^2)

L : Longueur du talweg principal (km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin. $K = 1 \div 3 \quad \Rightarrow \quad K = 2$

T : Période de retour (an).

Le Tableau III.22 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.22 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de Mallet-Gauthter)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$Q_{max,p\%}$	23.66	26.85	30.55	33.08	40.36	46.51

b- Formule de POSSENTI

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu \times P_{max,j} \times S}{L_{cp}} \quad \text{……..……} \text{ (III.46)}$$

Avec :

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

μ : Coefficient compris entre 700 – 800. $\Rightarrow \quad \mu = 750$

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

S : Surface du bassin versant (km^2)

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau III.23 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de POSSENTI)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$P_{max,j\%}$	49.9	57.0	66.2	73.2	96.9	122
$Q_{max,p\%}$	51.35	58.66	68.12	75.32	99.72	125.55

a- Formule de TURRAZA

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6} \quad \text{..... (III.47)}$$

Avec :

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

S : Surface du bassin versant (km^2)

I_t : Intensité des pluies fréquentielles (mm/h). $I_t = \frac{P_{max,j\%}}{T_c}$

T_c : Temps de concentration (h). T_c = 0.64h

Le tableau suivant représente les résultats de calcul.

Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de TURAZZA)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
C	0.46	0.48	0.51	0.53	0.58	0.62
I_t	77.96	89.06	103.43	109.28	151.41	190.63
$Q_{max,p\%}$	64.65	77.07	95.09	104.41	158.32	213.071

a- Formule de GIANDOTTI

$$Q_{max,p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1.5L} \times P_{tc} \quad \text{..... (III.48)}$$

Avec :
S : superficie du bassin versant (Km^2).
L : longueur du talweg principal (Km).
H_{moy}, H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).
P_{tc} : pluies de courte durée.(m)

III.4.2 Pluies de courte durée

A partir des pluies journalières maximales on a calculé les pluies de courte durée de même fréquence à partir de la formule suivante :

$$P_{tc} = P_{max,j\%} \left[\frac{T_c}{24}\right]^b \quad \text{..... (III.49)}$$

Où :
P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm).
$P_{j\,max}$: pluie max. journalière de même fréquence (mm).
T_c : temps de concentration (heure). $T_c = 2.01\ h$ (Calculé selon la formule de Giandotii)

b : coefficient climatique tel que b=0,38.

Tableau III.25: Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de GIANDOTTI)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$P_{max,j\%}$	49.9	57.0	66.2	73.2	96.9	122
Ptc	19.44	22.21	25.80	28.53	37.76	47.54
$Q_{max,p\%}$	13.28	15.17	17.62	19.49	25.79	32.48

Les résultats de calcul du débit max sont regroupés dans le **Tableau III.26**:

		POSSENTI	**MALLET-GAUTHIER**	**TURAZZA**	**GIANDOTTI**	**Moyenne**
F(%)	T (ans)	$\boldsymbol{Q_{max,p\%}}$ **(m^3/s)**	$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)	$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)	$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)	$Q_{max,p\%}$ (m^3/s)
10	10	**51.35**	23.65	64.65	13.28	38.23
5	20	**58.66**	26.84	77.07	15.17	44.44
2	50	**68.12**	30.55	95.09	17.62	52.85
1	100	**75.32**	33.07	104.41	19.49	58.07
0.1	1000	**99.72**	40.36	158.32	25.79	81.05
0.01	10000	**125.55**	46.51	213.07	32.48	104.40

Donc sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **Possenti** : car c'est la plus proche de la moyenne.

III.4.3 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue qui regroupe les caractéristiques principales de la crue :

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

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

a. **Pour la montée :**

$$Q_m = Q_{max}(\frac{t}{t_m})^n \quad \text{……..…. (III.50)}$$

b. **Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{max}(\frac{Tb-t}{t_d})^m \quad \text{..... (III.51)}$$

Avec :

Tm, t_d : temps de montée et de décrue.

M, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits m=3 et n=2.

Td= δ t_m (SOKOLOVSKI)

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

Temps de base : $T_b = t_m + t_d$

Temps de montée $t_m = T_c = 0.64h$

Temps de décrue $t_d = 3t_m = 1.92h$

$T_b = t_m + t_d = 2.56$ h

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le Tableau III.27 et la Figure III.16

Tableau III.27 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Tps (h)	Q_{max}(10ans) (m^3/s)	Q_{max}(20ans) (m^3/s)	Q_{max}(50ans) (m^3/s)	Q_{max}(100ans) (m^3/s)	Q_{max}(1000ans) (m^3/s)	Q_{max}(10000ans) (m^3/s)
La montée :						
0	0	0	0	0	0	0
0.1	1.25	1.43	1.66	1.83	2.43	3.06
0.2	5.01	5.73	6.65	7.36	9.74	12.26
0.3	11.28	12.90	14.97	16.55	21.91	27.59
0.4	20.06	22.91	26.61	29.42	38.95	49.04
0.5	31.34	35.80	41.58	45.97	60.86	76.63
0.6	45.13	51.56	59.87	66.20	87.64	110.35
0.64	**51.35**	**58.66**	**68.12**	**75.32**	**99.72**	**125.55**
La décrue						
0.7	46.68	53.33	61.93	68.48	90.66	114.14
0.8	39.55	45.183	52.47	58.02	76.81	96.71
0.9	33.18	37.91	44.02	48.68	64.45	81.14

1	27.54	31.46	36.54	40.39	53.49	67.34
1.1	22.58	25.79	29.95	33.11	43.85	55.20
1.2	18.24	20.85	24.21	26.77	35.44	44.62
1.3	14.51	16.58	19.25	21.29	28.18	35.48
1.4	11.32	12.94	15.02	16.61	21.99	27.69
1.5	8.64	9.87	11.46	12.67	16.78	21.13
1.6	6.42	7.33	8.52	9.42	12.47	15.69
1.7	4.61	5.27	6.12	6.77	8.96	11.28
1.8	3.18	3.64	4.22	4.67	6.18	7.79
1.9	2.08	2.38	2.77	3.06	4.05	5.09
2	1.27	1.45	1.69	1.87	2.47	3.12
2.1	0.71	0.81	0.94	1.04	1.37	1.73
2.2	0.34	0.39	0.45	0.50	0.66	0.83
2.3	0.13	0.15	0.17	0.19	0.25	0.32
2.4	0.03	0.033	0.039	0.044	0.058	0.072
2.5	0.0016	0.0018	0.0021	0.0030	0.0031	0.0038
2.56	0	0	0	0	0	0

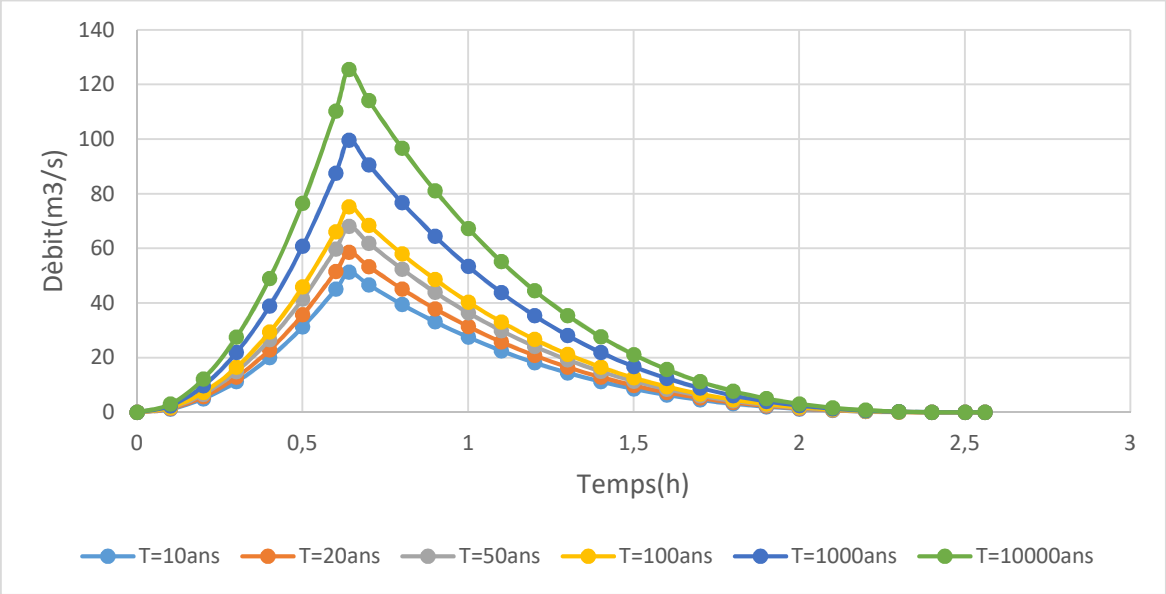


Figure III.16 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour avec la méthode empirique

III.4.4 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte, nous sommes amenées à faire un choix car il est évident que nous ne pourrons jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité. Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 100 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages **(CNAGB)**, (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 100 ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

Tableau III.28 La crue de projet recommandée selon les catégories des dommages

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé
Élevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour notre cas, les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on opte pour la crue centennale :

$$Q_{1\%} = 75.32\ m^3/s$$

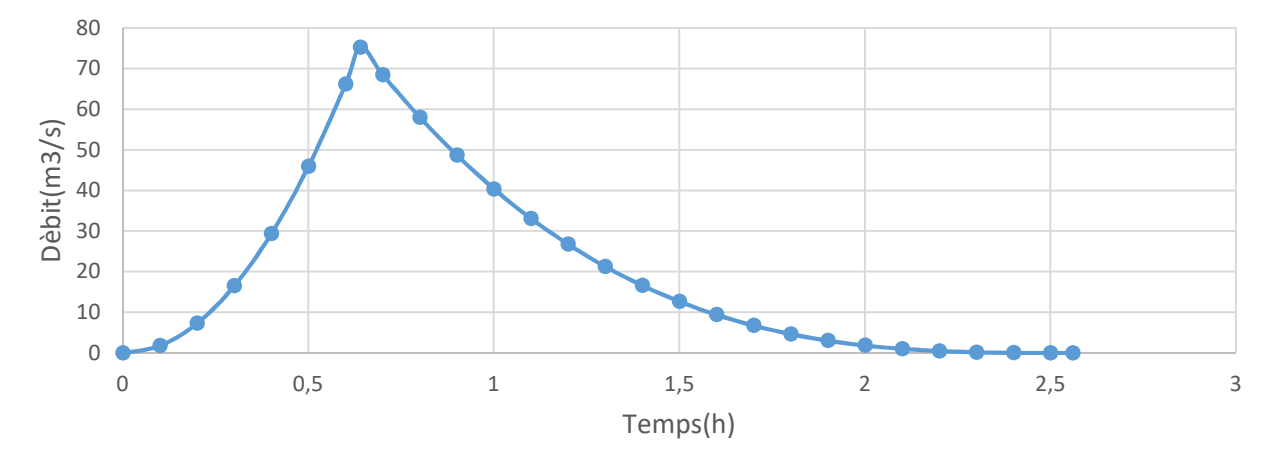
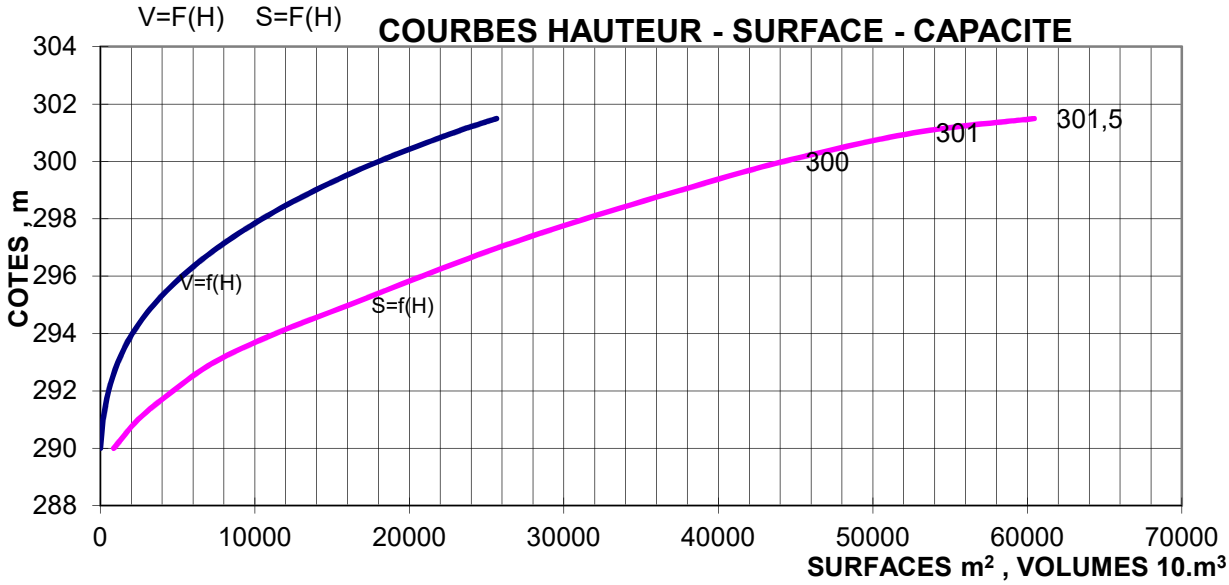


Figure III.17 : Représentation de l'hydrogrammes de crue de projet à une période de retour de 100 ans

COURBE CAPACITE –HAUTEUR ET SURFACES-HAUTEUR

C'est un paramètre qui permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

Figure III.18 Courbe hauteur-surface-capacité



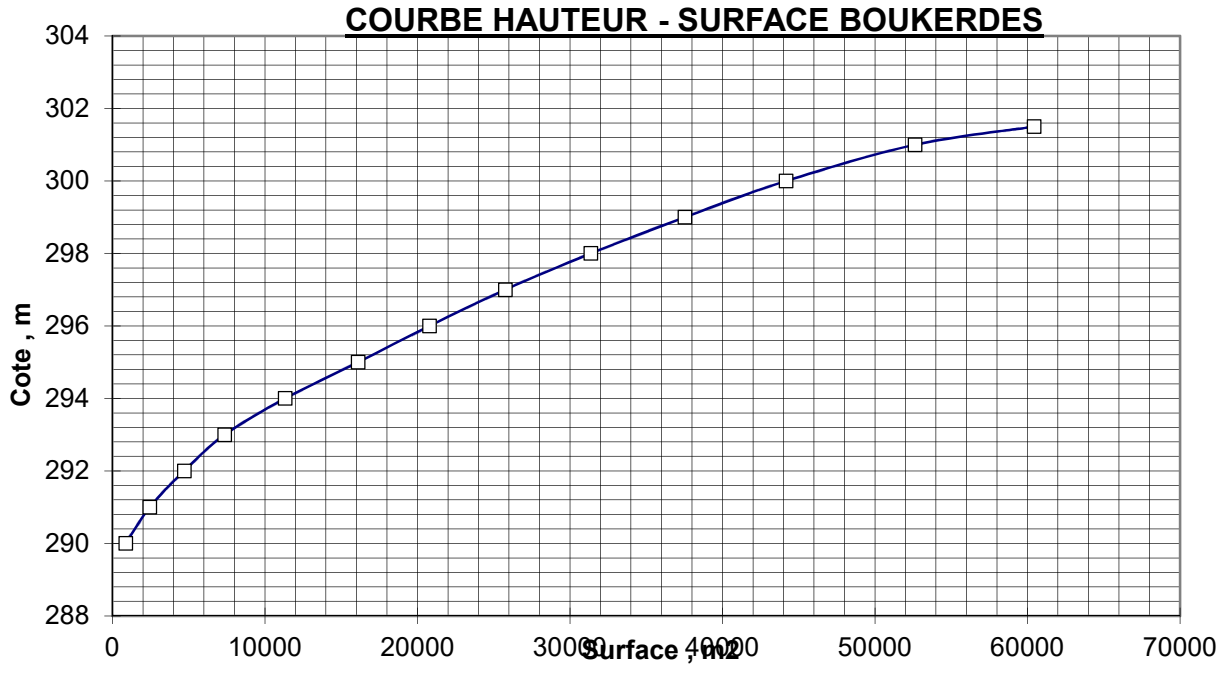


Figure III.19 Courbe hauteur-surface

III.5 Régularisation

L'étude de régularisation de la future retenue collinaire projeté sur l'oued BEKERDAS a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière : est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle : est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches.

Pour notre étude La régularisation saisonnière seulement a été étudiée.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport $A_{80\,\%}$ (Mm^3).
- La consommation totale (Mm^3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.5.1 Répartition mensuelle de l'apport 80% :

La répartition des apports mensuels est constituée par les apports de OUED BEKERDES.

Tableau III.29: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau III.29 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Total
(%)	4	9.37	13.16	14.41	14.82	13.18	11.05	9.74	8.06	1.39	0.27	0.55	100
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.007	0.016	0.022	0.024	0.025	0.022	0.019	0.017	0.014	0.0023	0.0004	0.0009	0.17

III.5.2 Répartition mensuelle des besoins

Tableau III.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	Aout	Total
Besoin (%)	9.68	0	0	0	0	0	0	7.52	12.90	20.44	24.73	24.73	**100**
Besoin (Mm^3)	0.0135	0	0	0	0	0	0	0.0105	0.0180	0.0286	0.0346	0.0346	**0.14**

III.5.3 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".

Le procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires « V_s » et « V_d » respectivement.

Tels que $V_s = W - U$ Avec $W > U$ $(+)$ ..... (III.52)

$V_d = W - U$ Avec $W < U$ $(-)$ ..... (III.53)

- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Calcul du volume à évacuer « S »

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad \text{..... (III.54)}$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

W : Volume de l'écoulement (apport ou offre).

U : Volume de la consommation (Restitution ou demande).

III.5.3.1/ Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation la première et la deuxième :

- **Première consigne d'exploitation :** consiste à remplir le barrage jusqu'au NNR lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.
  On se fixe le volume de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du niveau normal de la retenue NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.
- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond, remplir et ensuite restituer au consommateur.

Mois	W	U	$W-U$	1er consigne			2eme consigne		
				V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
					0.073				
OCT	0.016	0	0.016	0.089	0.089		0.089	0.073	0.016
NOV	0.022	0	0.022	0.111	0.111		0.095	0.073	0.022
DEC	0.024	0	0.024	0.135	0.135		0.035	0.073	0.038
JAN	0.025	0	0.025	0.16	0.16		0.059	0.059	
FEV	0.022	0	0.022	0.182	0.178	0.004	0.084	0.084	
MAR	0.019	0	0.019	0.197	0.178	0.019	0.106	0.106	
AVR	0.017	0.0105	0.0065	0.185	0.178	0.007	0.125	0.125	
MAI	0.014	0.0180	-0.004	0.174	0.174		0.135	0.135	
JUN	0.0023	0.0286	-0.0263	0.148	0.148		0.137	0.137	
JUI	0.0004	0.0346	-0.0342	0.114	0.114		0.12	0.12	
AOU	0.0009	0.0346	-0.0337	0.079	0.079		0.097	0.097	
SEP	0.007	0.0135	-0.0065	0.073	0.073		0.075	0.075	
Total	0.17	0.140	0.03			0.03		0.073	0.077

Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final ; V_{ri} : Volume de remplissage initial ; S : Volume excédentaire à évacue

Du tableau précèdent on a :

$$V_s = 0.135\ Mm^3$$

$$V_d = 0.105\ Mm^3 \quad \Rightarrow \quad V_s > V_d$$

Alors, la retenue fonctionne à un seul temps :

$$V_u = V_d$$

$$V_u = 0.105\ Mm^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \quad \text{……..…….……} \quad \text{(III.55)}$$

$$V_{NNR} = 0.105 + 0.073$$

$$V_{NNR} = 0.178\ Mm^3$$

III.5.3.2/ Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation

$$V_{ep} = S_{moy} \times E_s \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{(III.56)}$$

Avec :

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

E_s : Évaporation mensuelle (mm).

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

Le volume moyen : $V_{moy} = \frac{V_{rf,i} - V_{rf,i+1}}{2}$ ..... (III.57)

$V_{rf,i}$, $V_{rf,i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

Tableau III.32 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Années
E_v mm	74.57	48.63	20.81	13.69	22.86	38.70	65.48	87.08	118.5	166.9	207.1	182.5	1046.82
E_v%	7.12	4.64	1.99	1.31	2.18	3.70	6.26	8.33	11.32	15.94	19.78	17.43	100.0

b- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf,mens} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{(III.58)}$$

Avec :

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration ; V_{moy} : Le volume moyen

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (Tableau III.33).

Tableau III.33 : Valeurs du coefficient δ

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	10 à 20	0.5 à 1.0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1.0 à 1.5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

Dans notre cas, on a un sol à perméabilité moyenne alors on opte pour $\delta = 1.5$

Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)

Mois	W (Mm^3)	U (Mm^3)	V_{rf} (Mm^3)	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (km^2)	E_s (mm)	V_{ev} (Mm^3)	V_{inf} (Mm^3)	Π (Mm^3)	$W-\Pi-U$ (Mm^3)
OCT	0.016	0	0.016	0.081	0.027	48.63	0.0131	0.00041	0.00172	0.0143
NOV	0.022	0	0.022	0.100	0.0306	20.81	0.000637	0.0005	0.00114	0.0209
DEC	0.024	0	0.024	0.123	0.0348	13.69	0.000465	0.00062	0.00108	0.0230
JAN	0.025	0	0.025	0.148	0.0389	22.86	0.000889	0.00074	0.00162	0.0234
FEV	0.022	0	0.022	0.171	0.0398	38.70	0.00154	0.00086	0.0024	0.0197
MAR	0.019	0	0.019	0.190	0.0425	65.48	0.00278	0.00095	0.00373	0.0153
AVR	0.017	0.0105	0.0065	0.191	0.0427	87.08	0.00372	0.00096	0.00468	0.00182
MAI	0.014	0.0180	-0.004	0.180	0.0405	118.5	0.00475	0.0009	0.00568	-0.00965
JUN	0.0023	0.0286	-0.00263	0.161	0.0380	166.9	0.00632	0.0008	0.00715	-0.00975
JUI	0.0004	0.0346	-0.0342	0.131	0.0330	207.1	0.00683	0.00066	0.00749	-0.0416
AOU	0.0009	0.0346	-0.0337	0.097	0.0277	182.5	0.00505	0.00049	0.00555	-0.0391
SEP	0.007	0.0135	-0.0065	0.076	0.0235	74.57	0.00173	0.00038	0.00211	-0.00861
Total	0.170	0.140	0.030	0.173	0.40	1046.82	0.0354	0.0219	0.0574	0.0127

a-**Conclusion**

Dans cette partie on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : la cote du niveau mort, la cote du niveau normale de la retenue, le volume mort, le volume utile, le volume normale de la retenue.

Tableau III.35 Les différents paramètres hydrologiques

Désignation	Unité	Valeur
NVM	$m\ NGA$	296.8
NNR	$m\ NGA$	300.01
Volume mort	Mm^3	0.073
Volume utile	Mm^3	0.107
Volume normal de la retenue (NNR)	Mm^3	0.18

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur de la future retenue collinaire en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues après le calcul de laminage.

III.6 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 :

$$Qdt = q.dt + S.dh \quad \text{……..……. (III.59)}$$

Avec :

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 :

$$Q - q = S.\frac{dh}{dt} \quad \text{……..……. (III.60)}$$

Avec :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step By Step, Muskingum ainsi que d'autres méthodes, la méthode de Kotcherine est utilisée dans ce travail

III.9.1 Méthode de KOTCHERINE

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

1. L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,

2. Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,

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

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

A) Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \quad \text{..... (III.61)}$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

g : L'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s].

b : L largeur de déversoir. (On la fait varier de 5 à 22 m).

H : La charge sur le déversoir (on la fait varier de 0,25 à 2 m).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = Vmoy.S \quad \text{..... (III.62)}$$

$$S = b.(H + P) \quad \text{..... (III63)}$$

P : La hauteur de pelle.

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (Vmoy) comme suit :

$$Vmoy = \frac{q}{L.(H + P)} \quad \text{..... (I.64)}$$

Tableau III-36 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE :

Données initiales	
g	9,81 m^2/s
α	1
Q0.1%	75.32 m^3/s
Vcrue 1%	173537,28m^3
m	0,49
P	1,5 m

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après :

Tableau N°II.37 : 1 ère étape de calcul de laminage

Largeur(m)	Hauteur(m)	Débit(m^3/s)	Surface (m^2)	Vitesse (m/s)	$V_{forcée}$ (m^3)
4	2	24.56	8	3.0694501	108316
6	1.75	30.15	10.5	2.87120766	90252
8	1.5	31.90	12	2.65822176	76638
10	1.25	30.33	12.5	2.42661337	60252
12	1	26.04	12	2.17042898	48380
14	0.75	19.74	10.5	1.87964663	35253
16	0.5	12.28	8	1.53472505	20252
18	0.25	4.88	4.5	1.08521449	10243

Tableau N°IV.38 : 2ème Etape de calcul.

H	$V_{Forcè}$	H_0	Débit m^3/s							
(m)	(m^3)	(m)	b=4m	b=6 m	b=8 m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
2	108316	2.48	33.9	50.9	67.8	84.8	101.7	118.7	135.6	152.6
1.75	90252	2.17	27.8	41.6	55.5	69.4	83.3	97.1	111.0	124.9
1.5	76638	1.86	22.0	33.0	44.1	55.1	66.1	77.1	88.1	99.1
1.25	60253	1.55	16.8	25.1	33.5	41.9	50.3	58.6	67.0	75.4
1	48380	1.24	12.0	18.0	24.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0
0.75	35256	0.93	7.8	11.7	15.6	19.5	23.4	27.3	31.1	35.0
0.5	20252	0.62	4.2	6.4	8.5	10.6	12.7	14.8	17.0	19.1
0.25	10244	0.31	1.5	2.2	3.0	3.7	4.5	5.2	6.0	6.7

TableauN°IV.39 : 3 ème Etape de calcul.

H	$V_{forcé}$	$q_{Laminé}$	Débit m^3/s							
(m)	(Mm^3)	(m^3/s)	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
2	0,016304	28.31	33.9	50.9	67.8	84.8	101.7	118.7	135.6	152.6
1.75	0,019704	36.15	27.8	41.6	55.5	69.4	83.3	97.1	111.0	124.9
1.5	0,023204	42.06	22.0	33.0	44.1	55.1	66.1	77.1	88.1	99.1
1.25	0,026604	49.17	16.8	25.1	33.5	41.9	50.3	58.6	67.0	75.4
1	0,030204	55.32	12.0	18.0	24.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0
0.75	0,033704	61.32	7.8	11.7	15.6	19.5	23.4	27.3	31.1	35.0
0.5	0,037304	66.53	4.2	6.4	8.5	10.6	12.7	14.8	17.0	19.1
0.25	0,041004	70.87	1.5	2.2	23,90	29,88	35,85	41,83	47,81	53,78

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe q = f (h) comme le montre les figures **N° III.20**et **N° III 21.**

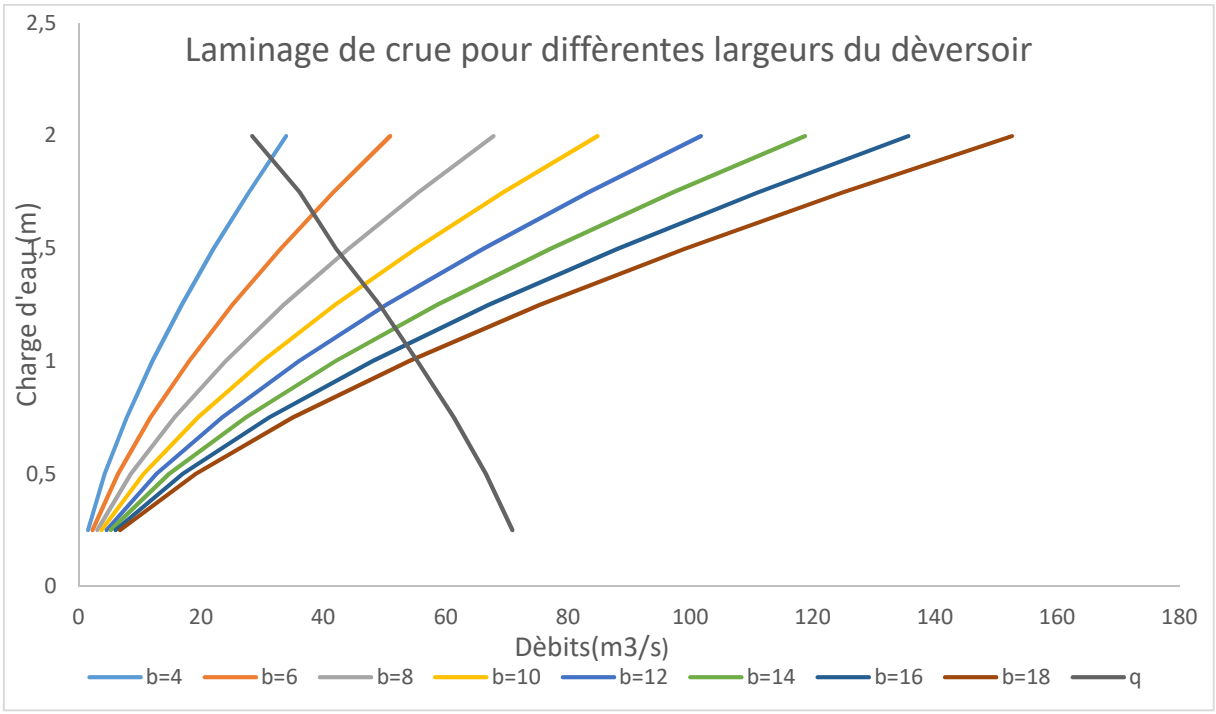


Figure III 20 : Courbes de H=f(Q,q).

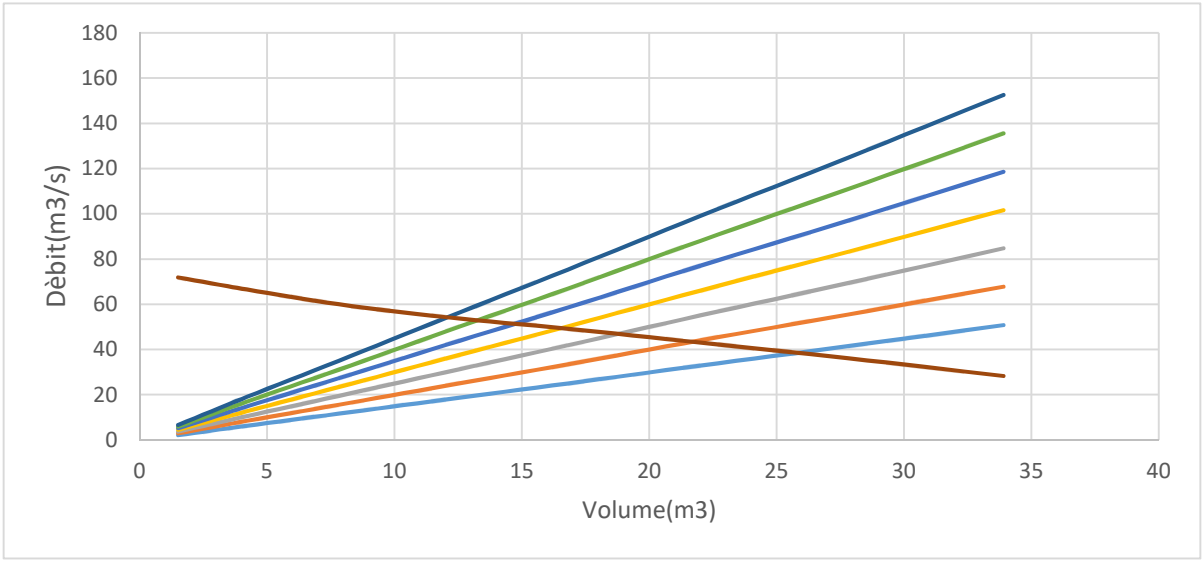


Figure III21 : Courbes de V=f (Q, q)

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Récapitulatif des résultats de laminage

$b\ (m)$	$H_d\ (m)$	$NPHE(m\ NGA)$	$Q_{laminé}$ m^3/s	$V_{forcé}$ Mm^3
4	2	302	28.31	0.1803
6	1.75	301.75	36.15	0.0903
8	1.50	301.50	42.06	0.0766
10	1.25	301.25	49.17	0.0602
12	1	301	55.32	0.0484
14	0.75	300.75	61.32	0.0353
16	0.50	300.50	66.53	0.0202
18	0.25	300.25	70.87	0.0103

III.7 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devais le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.7.1 Calcul de la revanche

a. Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{..... (III.65)}$$

$$H = 0.75 + 0.34.\sqrt{F} - 0.26.\sqrt[4]{F} \quad \text{..... (III.66)}$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s). V =1.5 + 2H

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage Appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre (F = 0.6 km)

b. Formule de MALLET ET PACQUANT

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \quad \text{..... (III67)}$$

c. Formule de MOLITOR

$$H = 0.75 + 0.032 \times (U \times F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \quad \text{... ..... (III.68)}$$

Avec :
U : (vitesse du vent) = 3.91 km/h

d. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \times \sqrt{F} \quad \text{..... (III.69)}$$

Tableau III.42 : Récapitulatif des résultats du calcul de la revanche

Formule	H(m)	V(m/s)	R(m)
Stevenson Gaillard	0.784	3.06	1.068
Mallet et Pacquant	0.755	3.011	1.028
Simplifiée	/	/	1.232
Molitor	0.561	2.622	0.771
Moyenne	0.7	2.90	1.025

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **R=1.00m** en plus cette valeur est très proche de la valeur moyenne.

III.7.2 Largeur en crête

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

a. Formule de KNAPEN

$$b_{cr} = 1.65 \times \sqrt{H_b} \quad \text{..... (III.70)}$$

b. Formule de PREECE

$$b_{cr} = \left(1.1 \times \sqrt{H_b}\right) + 1 \quad \text{..... (III.71)}$$

c. Formule Simplifié

$$b_{cr} = \left(3.60 \times \sqrt[3]{H_b}\right) - 3 \quad \text{..... (III.72)}$$

d. Formule pratique

$$b_{cr} = 5/3 \times \sqrt{H_b} \quad \text{..... (III.73)}$$

Avec :

- **H_b :** Hauteur du barrage (m) $H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + t$ ....(III.74)

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.
Pour notre cas on prend : $t = 0{,}1$
Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.43 : Récapitulatif de la largeur en crête du barrage par différentes formules.

B	H_d	H_b	Largeur en crête du barrage b_{cr} (m)				
(m)	(m)	(m)	F.KNAPEN	F. PREECE	F. Simplifié	F. pratique	La moyenne
4	2	13.1	5.971	4.981	5.486	6.032	5.617
6	1.75	12.85	5.914	4.943	5.432	5.974	5.565
8	1.5	12.6	5.856	4.904	5.377	5.916	5.551
10	1.25	12.35	5.798	4.865	5.321	5.857	5.460
12	1	12.00	5.739	4.826	5.265	5.797	5.406
14	0.75	11.85	5.679	4.786	5.207	5.737	5.353
16	0.50	11.6	5.619	4.746	5.149	5.676	5.298
18	0.25	11.35	5.558	4.706	5.091	5.614	5.245

On opte pour une largeur de crête égale à : $\mathbf{b_{cr} = 5.40\ m}$

III.7.3 Calcul des coûts

III.7.3.1/ 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 :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{..... (III.75)}$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L$ ..... (III.76)

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 :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \times H_i \quad \text{..... (III.77)}$$

Bi : largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2)H_i + b \quad \text{..... (III.78)}$$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. (m_1= 3, m_2=2.5).
Hi : hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_i = C_n - C_f + R + H_d + t \quad \text{.....(III.79)}$$

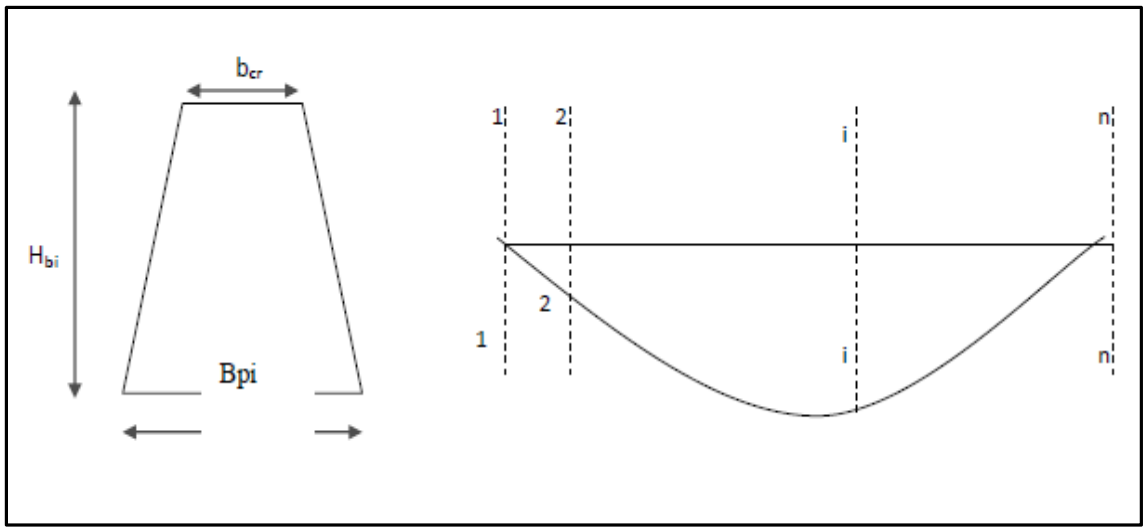


Figure III.22 : Profil longitudinal de l'axe du barrage.

Les volumes et de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.44 Volume de la digue avec différentes largeurs déversantes

Largeur déversantes (m)	**Volume de la digue (m^3)**
4	81742.29
6	79382.29
8	78056.57
10	77156.57
12	75466.57
14	74966.57
16	74900.86
18	74838.02

Tableau III.45 Coute de la digue avec différentes largeurs déversantes

Largeur déversante b (m)	Volume total V_t (m^3)	Le cout de la digue (DA)
4	81742.29	32 696 916
6	79382.29	31 752 916
8	78056.57	31 222 628
10	77156.57	30 862 628
12	75466.57	30 186 628
14	74966.57	29 986 628
16	74900.86	29 960 344
18	74838.02	29 935 208

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement $\mathbf{m_1}$= **2.5** et $\mathbf{m_2}$=**3**, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA d'après le bureau d'étude.

III.7.3.2/ Calcul du coût de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

a. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversantes épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \quad \text{..... (III.80)}$$

Avec :

- **H :** Charge sur le seuil (m).
- **Y :** Ordonnée du profil (m).
- **X :** Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \times L \quad \text{..... (III.8)}$$

Avec :

- **S :** Section transversale (m2).
- **L :** Largeur déversant (m).

Selon CTH, le mètre cube du béton vaut **40000 DA**

Tableau III.46 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Largeur déversantes b (m)	Lame d'eau déversantes H_d (m)	Volume du déversoir (m^3)	Coût du déversoir (DA)
4	2	18.05	722000
6	1.75	21	840 000
8	1.5	27.18	1 087 200
10	1.25	34.82	1 392 800
12	1.0	39	1 560 000
14	0.75	43.83	1 753 200
16	0.50	47.25	1 890 000
18	0.25	57.6	2 304 000

a. Coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est de 71.4m

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{coursier} \quad \text{…… (III.82)}$$

- la largeur du coursier est : $L = Q^{0,4}$ …….…. (III.83)

-L'épaisseur est : e = 0,3m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.47 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes.

Largeur déversantes b (m)	Débit déversant q (m^3/s)	Largeur du coursier L(m)	La section S (m^2)	Volume de béton V (m^3)	Coût du coursier (DA)
4	28.31	3.808	1.142	81.082	3 243280
6	36.15	4.199	1.259	89.389	3 575 560
8	42.06	4.462	1.339	95.069	3 802 760
10	49.17	4.749	1.425	101.175	4 047 000
12	55.32	4.979	1.494	106.074	4 242 960
14	61.32	5.188	1.556	110.476	4 419 040
16	66.53	5.360	1.608	114.168	4 566 720
18	70.87	5.497	1.649	117.079	4 683 160

Tableau III.48 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

Largeurs déversantes (m)	Coût de la digue (DA)	Coût du déversoir (DA)	Coût du coursier (DA)	Coût total (DA)
4	32 696 916	722 000	3 243280	36 662 196
6	31 752 916	840 000	3 575 560	36 168 476
8	31 222 628	1 087 200	3 802 760	36 112 588
10	30 862 628	1 392 800	4 047 000	36 302 428
12	30 186 628	1 560 000	4 242 960	35 989 588
14	29 986 628	1 753 200	4 419 040	36 158 868
16	29 960 344	1 890 000	4 566 720	36 417 064
18	29 935 208	2 304 000	4 683 160	36 922 368

Le choix de la largeur déversantes coût total Optimal.
La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b =12 m »

Les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.49 Caractéristiques du barrage.

Désignation	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	0.073
Volume utile	Mm^3	0.107
Volume au NNR	Mm^3	0.180
Côte du fond	m NGA	290
Côte NNR	m NGA	300
Côte NPHE	m NGA	301
Côte en crête	m NGA	302
Largeur en crête	m	5.40
Hauteur du barrage	m	12.00

Largeur du déversoir	m	12
Charge déversée	m	1.0
La Revanche	m	1.00

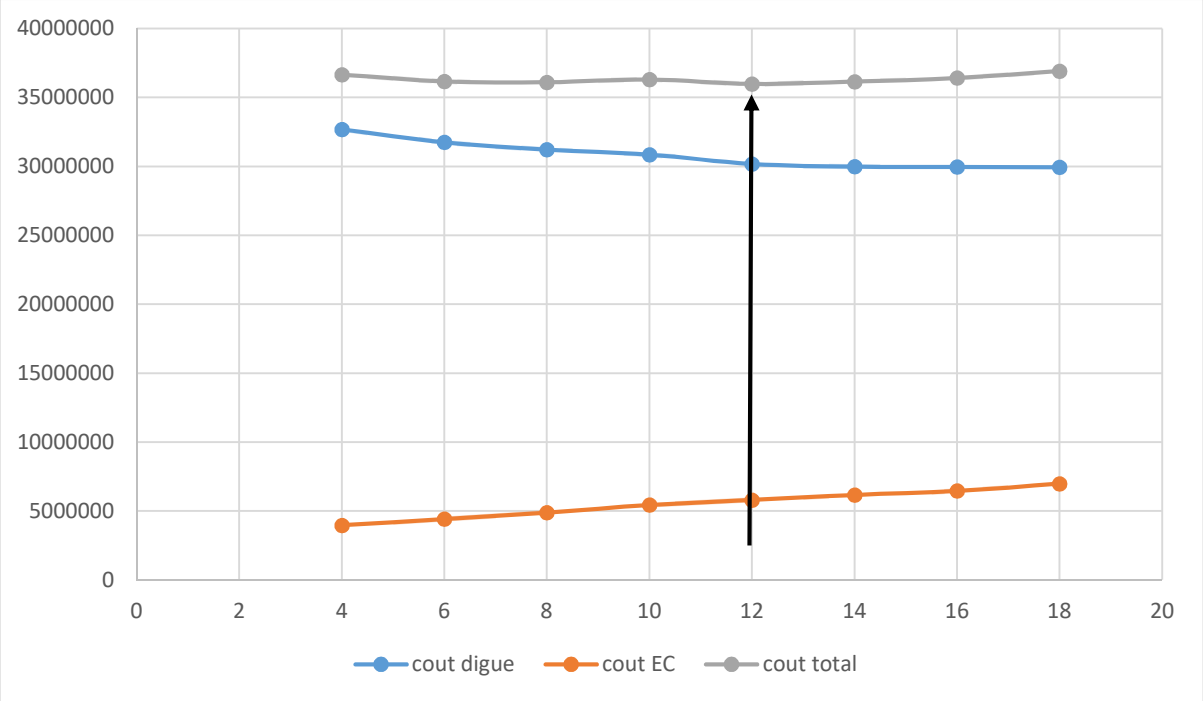


FIGURE III.23 : Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la Largeur b du déversoir

Conclusion

Au terme de ce chapitre tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique ont été déterminés sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins en eau de la future retenue collinaire

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction

Le présent chapitre concerne l'étude des différentes variantes envisageables de la digue au vu de plusieurs informations et conditions.
Le choix du type de la digue dépend des investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances géologiques. Le but est donc de développer plusieurs variantes de la digue de la retenue pour enfin en choisir une qui convient aux conditions technico-économiques.

IV.1 Le choix du site de la retenue :

L'axe de la retenue est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économiques, la sécurité et la facilité d'exécution de l'ouvrage.
En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont prises en considération au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par les conditions suivantes :

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

IV.2 Le choix du type de la retenue :

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

- **La topographie du site :**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu, vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

- **La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et le type de la future retenue collinaire à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus avantageux d'un site en vallée étroite à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage-poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

- **Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque du phénomène de renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

- **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (Souvent économique) dans le choix du site, ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées et il doit être plus proche que possible des zones d'emprunts.
En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV.3 Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

a. Digue zonée à noyau d'argile :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

Donc, nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

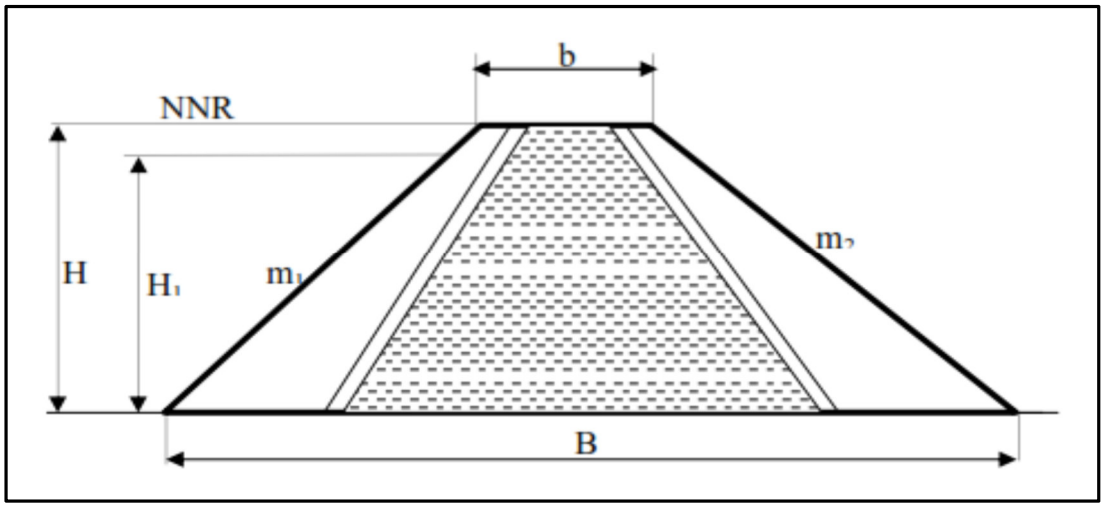


Figure IV.1 Coupe transversale d'une digue zonée

a. Digue en terre homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique, dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des fruits de talus 2,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s.

Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux

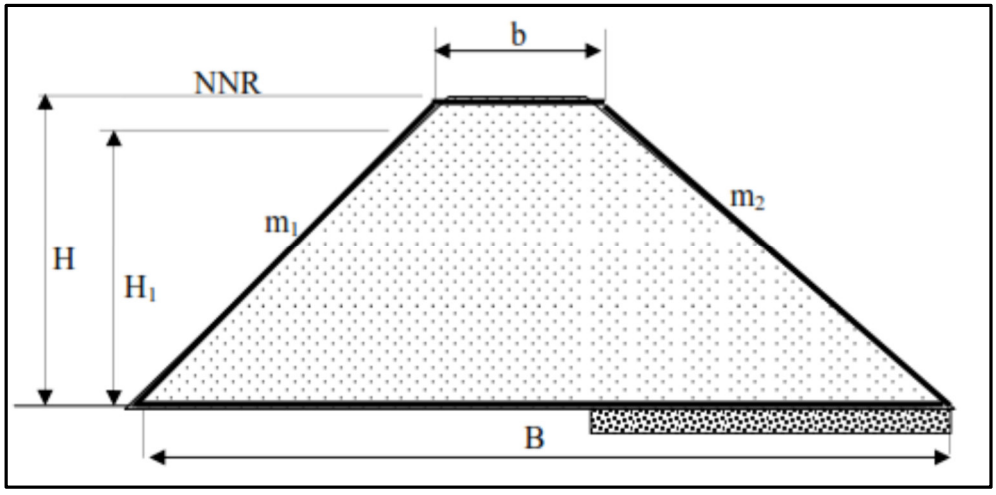


Figure IV.2 Coupe transversale d'une digue homogène

a. Digue en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre….

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité……etc.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

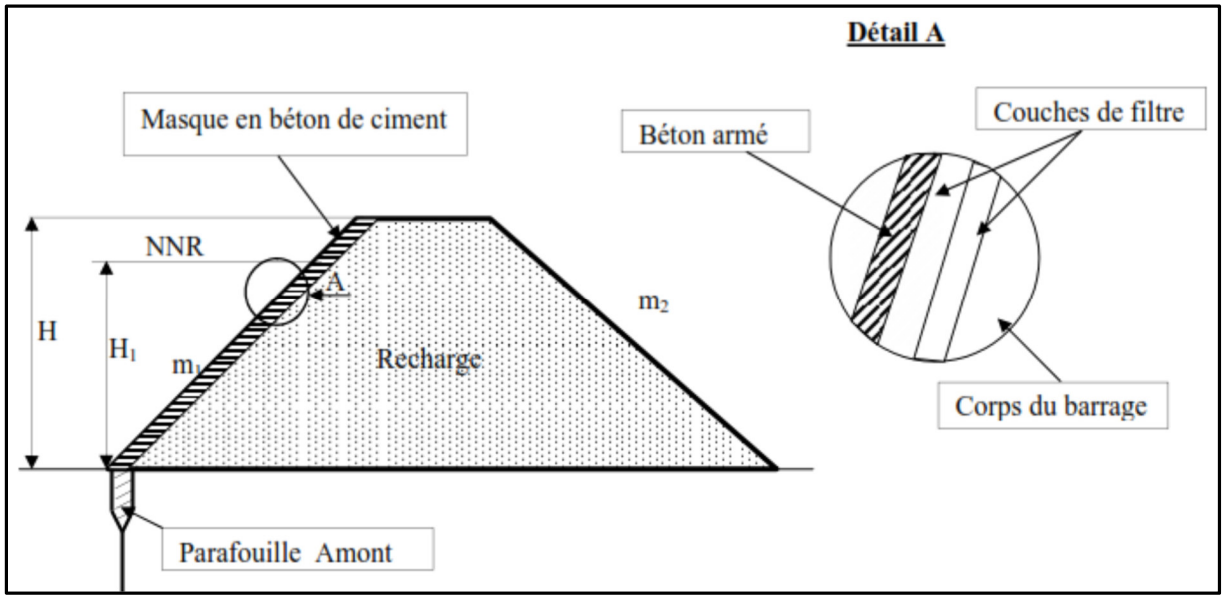


Figure IV.3 Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

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

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV.4 Définition du profil général de la retenue

IV.4.1 Hauteur de la retenue

a. Calcul de la revanche

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

R = 1.00 m

b. Calcul du tassement

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

$$t = (0.01 \div 0.03) \times H_b \quad \text{…… (IV.1)}$$

t = 0.01 x 12.00 = 0.12 m

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + R + H_{dév} + t \quad \text{……(IV.2)}$$

Nous prenons la hauteur de barrage

H_b = 12.00 m

IV.4.2 Largeur en crête

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

b_{cr} = 5.40 m

IV.4.3. La longueur en crête

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

L_{cr} = 249.01 m

IV.4.4 Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2.5
	A zones	2	3

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

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV.5 Digue en terre homogène

IV.5.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont m_1 =3.
- Parement aval m_2 = 2.5.

IV.5.2 Protection des talus

A. Talus amont

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

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

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

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

$$e = C.v^2 \qquad \text{.....(IV.3)}$$

La vitesse des vagues est déterminée par la formule de Gaillard :

$$v = 1.5 + 2\,H_v \qquad \text{.....(IV.4)}$$

Avec :

V : Vitesse des vagues (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Il est donné par le Tableau (IV.3)

La vitesse et hauteur des vagues a été calculée lors du calcul de la revanche, les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de la vitesse des vagues

Formule	Hv(m)	V(m/s)
Stevenson Gaillard	0.784	3.06
Mallet et Pacquant	0.755	3.011
Molitor	0.561	2.622
Moyenne	0.7	2.90

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	γ_p = 2.50	γ_p = 2.65	γ_p = 2.80
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau IV.3, pour γ_p = 2.65 t/m^3 et m_1 = 3, nous trouvons C = 0.025.

$e = 2.90^2 \times 0.025 =$ **0.21 m**

Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,25m.

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \times \gamma_p \times e^3 \qquad \text{.....(IV.5)}$$

W= 0.0215 t = 21.53 kg

- **US ARMY corps of Engineers**

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

Tableau IV.4 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche (m)	D 50 minimal (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 - 0.60	0.40	0.25
0.60 - 1.20	0.45	0.30
1.20 - 1.80	0.55	0.40
1.80 - 2.40	0.70	0.45
2.40 - 3.00	0.80	0.55

Pour $H_v = 0.7$m, à partir du tableau IV.4 on a :

$$\mathbf{e_{min} = 0.45m}$$

$$\mathbf{D_{50\ min} = 0.30\ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $\mathbf{e_{min} = 0.45m}$ et un diamètre de 50% des blocs $\mathbf{D_{50\ min} = 0.30m.}$

B. Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,15 et 1,5 m est très commune.

La solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de Rip-rap d'une épaisseur de 30 cm par contre dans notre travail nous allons éviter d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut atteindre à des glissements d'argile

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 20 cm pour plus de sécurité.

IV.5.3.1

Le drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace.

L'avantage du drain tapis est sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

La longueur :

$$\mathbf{L_d} = \frac{L_b}{3} \qquad \text{……..(IV.6)}$$

Avec,

L_b : Longueur transversale de la retenue, **L_b = 71.40 m**.

Donc :

L_d = 23.80 m

La largeur Ld=24m

IV.5.3.2/ Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage. La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1 m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

N_{dr} = 301 m NGA

IV.5.3.3/ Dimensionnement du prisme aval

- **Hauteur**

$$\mathbf{H_p} = (\mathbf{0.15 \div 0.2})\boldsymbol{H_b} \qquad \text{…….. (IV.7)}$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage **= 12.00m**.

$H_p = 0.2 \times H_b = 0.2 \times 12.00 = 2.4$ m

H_p = 2.50 m

- **Largeur en crête**

$$\mathbf{b_p} = (\mathbf{0.25 \div 0.33})\boldsymbol{H_p} \qquad \text{…….. (IV.8)}$$

b_p=0.83.

Donc on va prendre : b_p = 1 m

Pour les fruits de talus, on prend $m_{p1} = 1$ et $m_{p2} = 1.5$.

- **Largeur en base du prisme**

Elle est exprimée par :

$$\mathbf{B_p} = \mathbf{b_p} + (\mathbf{m_1} + \mathbf{m_2})\,\mathbf{H_p} \qquad \text{…….. (IV.9)}$$

$B_p = 1 + (1+1.5) \times 2.5 = 7.25$m

On va prend : B_p = 8 m

IV.6 Digue zonée à noyau d'argile

IV.6.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01
- Parement amont m_1 =2.
- Parement aval m_2 = 3.

IV.6.2 Protection des talus

A. Talus amont

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

A partir du Tableau IV.03 pour γ_p = 2.65 t/m3 et m = 2, nous trouvons C = 0.028

$$e = 2.90^2 \times 0.031 = \mathbf{0.24\ m}$$

50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé :

$$W = 0.0190\ t = 19.05\ kg$$

- **US ARMY corps of Engineers**

La hauteur des vagues H_v est égale à **0.7 m**, à partir du Tableau IV.4 Nous trouvons :

$$\mathbf{e_{min} = 0.45m}$$
$$\mathbf{D_{50\ min} = 0.30\ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'enrochement **e=0.45 m** et un diamètre de 50% des blocs **D_{50}=0.30m**

IV.6.3 Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- ✓ Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- ✓ Avoir une grande imperméabilité.
- ✓ Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

a. Largeur en crête

$$\mathbf{L_{cr}} = \left(\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{17}} \div \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{3}}\right) \boldsymbol{H_b} \qquad \text{…..……. (IV.10)}$$

$$L_{cr} = 0.33 \times 12.00$$

$$\mathbf{L_{cr} = 3.96 = 4\ m}$$

b. Hauteur du noyau

$$\mathbf{H_n = H_b - 1} \qquad \text{…….. (IV.11)}$$

$$H_n = 12.00 - 1$$

$$\mathbf{H_n = 11\ m}$$

c. Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \quad \Rightarrow \quad B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \qquad \text{…….(IV.12)}$$

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

- H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, H_2= 0.
- H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, H_1=11 m.
- B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m).
- J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.5 et VI.6 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm}.

Tableau VI.5 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation (Tchougaev, 1975)

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

D'après le tableau VI.5, la retenue de notre projet est de **Classe IV.**

Tableau VI.6 : Valeurs de **g**radient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

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

D'après le tableau, $\mathbf{J_{adm}= 1.95}$

Donc :

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{10-0}{1.95} = 5.128\, m \qquad \text{……..(IV.13)}$$

La largeur à la base du noyau peut être calculée par une deuxième méthode
La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \times H_{noy} \qquad \text{……(IV.14)}$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2)H_b \qquad \text{…… (IV.15)}$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \Rightarrow C = \mathbf{0.25}$$

Nous trouvons :

$$B_{min} = 8.75m \text{ et } B_{max} = 12.04 \text{ m.}$$

Nous prenons : $\mathbf{B_{noy} = 12\ m}$

d. Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noy} - b_{noycret}}{2H_n} \quad \text{.....(IV.16)}$$

$$m = \frac{12-4}{2\times 11} = 0.363 \quad \text{..... (IV.17)}$$

On prend :

$$m_1 = m_2 = 0.4$$

Tableau IV.7 Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	11
Largeur à la base du noyau (m)	12
Pente des talus	0.4

IV.6.4 La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1.0

IV.6.5 Calcul du drain tapis

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de e = 1 m, Sa longueur est déterminée par la formule (IV.6), donc : $\mathbf{L_d = 24\ m}$

IV.7 Digue en enrochement a masque en béton

IV.7.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont $m_1 = 2.5$
- Parement aval $m_2 = 2.5$

IV.7.2 Epaisseur du masque en béton

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de Materon :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \quad \text{..... (IV.17)}$$

$$\mathbf{e = 0.324\ m}$$

On pend: **e = 0.4 m**

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV.8 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

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 :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{..... (IV.18)}$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L$ ..... (IV.19)

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 :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \times H_i \quad \text{..... (IV.20)}$$

Bi : largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2)\, H_i + b \quad \text{..... (IV.21)}$$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage.
Hi : hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \quad \text{..... (IV.22)}$$

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes

Tableau N°III.8 : Coûts des variantes étudiées.

Variante N°	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unit (DA)	Coût (10^6 DA)	Totale (10^6 DA)
1) Homogène	Recharge (argile)	75466.57	400	37.73	36.57
	Enrochement	3235.1502	1200	3.88	
	Gravier(filtre et	1787.0042	1000	1.79	
	Sable (filtre et	2163.9175	800	1.72	
2) Zoné	Recharge	59433.678	400	29.71	40.39
	le Noyau	15766.2475	600	9.59	
	Gravier (Filtre et drain)	1638.34	1000	1.64	
	Sable (Filtre et drain)	1908.333	800	1.15	
	Rip-rap	3535.19	1200	4.24	
3) Avec masque en béton	Recharge (enrochement)	75466.57	400	37.73	91.81
	masque en béton	3081.4617	20000	61.63	

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

COMPARAISON TECHNECO-ECONOMIQUE DES TROIS VARIANTES

A travers le tableau N°III.4, il apparait clairement que nous ne pouvons orienter que vers la 1 ère variante, car elle est la plus économique possible, et la plus facile à mettre en place techniquement. Il y a lieu de rappeler que la 1 ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables.

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

CONCLUSION

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vue les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène soit à la rigueur remplir la condition suivante : Le coût du barrage doit être le plus économique possible.

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Introduction

La retenue d'Oued BEKERDAS va être réalisée par une digue Homogène Argileux, d'une hauteur totale de 12.00 m au-dessus de la fondation.
La largeur en crête est de 5.40 m, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3 et 2,5).
Dans ce présent chapitre nous allons faire une étude détaillée de la digue et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.
Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 302m NGA.

V.1) CONCEPTION DE LA DIGUE

V.1.1) REVANCHE DU BARRAGE *:*

La revanche est la différence d'altitude entre la crête de l'ouvrage et le plan d'eau pour la situation de projet considérée. On doit s'intéresser à la revanche sur les plus hautes eaux (NPHE) ainsi qu'à la revanche sur la retenue normale. Elle est destinée à éviter que l'impact des vagues sur la crête puisse l'endommager.

Elle est fixée à : **R=1,00 m.**

V.1.2) HAUTEUR DU BARRAGE :

Hb=12.00m.

V.1.3) LARGEUR EN CRETE :

Largeur du couronnement est fixée à 5.40m.

V.1.4) LONGUEUR EN CRETE :

La longueur en crête est tiré à partir du plan d'aménagement qui égale à : L=249.01m.

Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation (Tchougaev, 1975)

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

D'après le tableau VI.05, la retenue de notre projet est de **Classe IV.**

V.1.5 BERMES

Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

Tableau V.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2.5
	A zones	2	3

Pour les talus on prend

-Le fruit amont est : m1=3,0

-Le fruit aval est : m2=2.5

V.1.6Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion par le ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a donc lieu de prévoir une protection des talus.

A) Première méthode

Les talus des barrages sont soumis à 3 types d'érosions dues :

- ✓ Au ruissellement des eaux de pluies ;
- ✓ À l'action des vagues ;
- ✓ À l'action destructrice des animaux ;

A.1) Protection du talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux des terrassements. On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur 0.3m.

A.2) Protection du talus amont : sera protégé par un parement en rip–rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues hv et leur vitesse de propagation V par la formule de T.V.A (Tennessee-Valley-Authority) :

$$e = C \cdot V^2 \quad \text{.....(V.1)}$$

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] ;

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

Tableau N°V.3: Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids (R. ROLLEY ,1977).

Pente du talus	**Valeur de C pour différents poids spécifique**		
	θ =2,50	**θ =2,65**	**θ =2,80**
1/3	0,028	0,025	0,023

A partir du tableau IV.3, pour γ_p = 2.5 t/m^3 et m_1 = 3, nous trouvons C = 0.025.

$$e = 2.90^2 \text{ x } 0.025 = \mathbf{0.21\ m}$$

, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,25m.

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \times \gamma_p \times e^3 \quad \text{.....(V.2)}$$

W= 0.0241 t = 21.53 kg

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère égale :

$$Dp = (W/0.524.\ \theta)^{1/3} \text{.....(V.3)}$$

On opte pour un diamètre égale à **:0.25 cm**

B) Deuxième méthode

B.1) Protection du talus amont

Les ingénieurs de l'U.S.ARMY utilisent de préférence, le tableau qui donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau N° V.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues (Gerard DEGOUTTE : Edition Cemagref. FRANCE ,1977).

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour notre cas, e=0.45m ; $D_{50\%}$min=0.3m

H : hauteur de la vague(m)=0.7 m.

e : épaisseur de la couche d'enrochement(m).

$D_{50\%}$min : diamètre minimale du 50% de la pierre.

Conclusion : En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche e = 45cm et un diamètre moyen de 30cm.

Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 30cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable avec épaisseurs de 15cm pour chacun).

V.1.7) DRAINAGE DE LA DIGUE

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage

- **Les conditions des drainages**

a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

b. Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

c. On doit contrôler son fonctionnement

- **Règles générales de dimensionnement des drains et filtres**

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui.

Elles s'énoncent comme suit :

- Soit dx la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids dépassant lors du tamisage granulométrique ;

- Soit Dx celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$ ..... (V.4)

Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ ..... (V.5)

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \quad \text{..... (V.6)}$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \quad \text{..... (V.7)}$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

- **Calcul des drains**

a) Dimensionnement du drain prisme

a) Fruits des talus : m_1= (1:2) ; on prend **m_1= 1**.

m_2= (1.5:2.5) ; on prend **m_2= 1.5.**

b) Hauteur : $H_p = (0.15 : 0.2)\, H_b$..... (V.09).

Avec : H_b : hauteur du barrage (H_b=12.00m).

On prend H_p =0.2H_b ; donc on aura **H_P =2.4≈2.5m**

c)Largeur en crête :

b_P=1m.

d) Largeur en base du prisme :

Elle est exprimée par : $B=b_p + (m_1+m_2)\, h_p$.....(V.10)

D'où **:** **B=7.25m** **B=10 m**

- **Calcul des filtres**

a*) Règles des filtres*

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}.(1+0{,}05\eta)\frac{n}{1-n} \quad \text{..... (V.11)}$$

D'où :

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

n : Porosité du sol en fonction d'unité n = n_o-0,1Log η ;

n_o= 0,4 pour les sols caillouteux ;

n_o= 0,45 pour les sols argileux.

Condition2 :

Condition de (Terzagui ,1922) (CIGB ,1994)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad \text{..... (V.12)}$$

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

b) Détermination de la courbe granulométrique des filtres

$$D_{17}^{F} = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \text{..... (V.13)}$$

D_{17}^{F} : Diamètre du filtre à 17 %

UF : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [UF = 15] ;

n : la porosité de filtre [n=0,45-0,1.log (UF)] ;

DPV : diamètre des particules soumises à un effet de voûte ;

$$DPV = (3 \text{ à } 4).d_{15}$$

d15 : Diamètre des particules du sol protégé à 15%.

On déterminera aussi le diamètre minimum Dmin en fonction de D_{17}

$$\mathbf{D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^{x}}} \text{.....(V.14)}$$

Où:

Les autres $x = 1 + 1,28.\log (U_F)$.

valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$\mathbf{D_i = \left[1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^{x}\right] \cdot D_{min}} \text{ ..... (V.15)}$$

AN: d_{15} = 0,00151mm ;

d_{50} = 0,00563 mm;

d_{85} = 0,0532 mm.

n = 0,4-0,1log (15) = 0,28 et $x = 1+1{,}28.\log(15) = 2{,}505$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le Tableau N° IV.5.

Tableau N° V.5: Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre.

Dpv	**D_{17}**	**D_{min}**	**D_5**	**D_{10}**	**D_{15}**	**D_{20}**	**D_{50}**	**D_{60}**	**D_{80}**	**D_{100}**
(µ m)	(µ m)	(µ m)	(µ m)	(µ m)	(µ m)	(µ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4.53	10.39	5.63	5.89	6.83	8.84	12.17	0.06	0.108	0.216	0.374

Les résultats de la 2eme couche sont donnés dans le Tableau N° V.6.

Tableau N° V.6 : Récapitulatif des résultats de la 2eme couche de filtre.

Dpv	**D_{17}**	**D_{min}**	**D_5**	**D_{10}**	**D_{15}**	**D_{20}**	**D_{50}**	**D_{60}**	**D_{80}**	**D_{100}**
(µ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
26.51	0.061	0.034	0.035	0.04	0.05	0.07	0.42	0.64	1.29	2.23

c) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

Filtre N° 1

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}(1+0{,}05\eta)\frac{n}{1-n} \quad \text{.....(V.16)}$$

D'après la courbe granulométrique de F1

D_5 = 0,00589 mm ; D_{10}=0,00683 mm ;

D_{17}=0,0104mm ; D_{60}=0,108mm ;

$\eta = D_{60}/D_{10}$ = 15,81 Coefficient d'hétérogénéité ;

no= 0,45 d'où n=0,33 ;

D_5/D_{17}=0,57 > 0,48 ;

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de renard dans ce cas.

La condition de Terzagui (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} < \frac{0,00884}{0,053} = 0,167 < 4$

La condition de Terzagui est vérifiée.

Filtre N°2

Pour qu'il n y a pas le phénomène du renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta}\,(1 + 0,05\,\eta)\,\frac{n}{1-n} \quad \text{.....(V.17)}$$

no= 0,45 d'où n=0,33 ;

D5/D17=0,57 > 0,45 ;

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de renard dans ce cas.

La condition de Terzagui (zone de transition) : $\frac{D15}{d85} = \frac{0,05}{0,25} = 0,2 < 4$

La condition de Terzagui est vérifiée.

Conclusion :

On prévoit :

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15cm ;

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm ;

L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.2) ETANCHEITE DU BARRAGE

V.2.1) CLE D'ETANCHEITE

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments qui sont étanches et consolidés par des milliers d'années de dépôts.

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par le substratum marneux imperméable qui joue le rôle de tapis étanche. Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile, afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue, la hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2m. Cette hauteur va en diminuant

En direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage soit 0.5 m.

La largeur de base est de 4m indispensable pour la circulation des engins, les pentes des talus de la clé sont $m_1=m_2=1$.

V.3) LES INFILTRATIONS

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages sont créées par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et les problèmes d'instabilités (phénomène de renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont dues aux infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.3.1 Objectif de calcul d'infiltration :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps

V.3.2 Ligne de saturation

Nous appelons ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.
Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure V.3).
Zamarin (source ANBT) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation :

$$Y^2 = \frac{H^2}{d} \cdot X = 2\,Y_0 \cdot X \quad \text{..... (V.18)}$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$\frac{q}{K} = \frac{H^2}{2\,d}$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7 d=40.82

b : Largeur en crête (Déterminé graphiquement)

h : La hauteur d'eau en amont. h=10

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

Niveau de la Retenue Normale (NNR)

Au niveau normal de la retenue :

b= 5.40m

On aura donc : Y0 = 1.21m.

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

On a : d = 40.82m et h =10 m. d'où : y_0 = 1.21
L'équation de la parabole s'écrit comme suit :

$$\mathbf{y^2 = 2.42x}$$

Tableau V-07 : Coordonnées de la ligne de saturation

X	Y
0	0
2	2.2
4	3.11
6	3,81
8	4.4
10	4,91

12	5.39
14	5,82
16	6.22
18	6.6
20	6,96
22	7.30
24	7.62
26	7,93
28	8.23
30	8.52
32	8,8
34	9.07
36	9.33
38	*9.59*
40.82	9.95

V.3.3 Débit d'infiltration

a. A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \quad \text{……(V.19)}$$

Avec :

- **q :** débit d'infiltration (m2/s/ml).
- **I :** gradient hydraulique.
- **K :** Coefficient de perméabilité. ($K=2.74 \times 10^{-11}$ m/s).
- **A :** section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \qquad \text{et } A = y.I$$

Donc : $q = k.y.\frac{dy}{dx}$ ……(V.20)

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$

d'où : $q = k.y_0$ $m^3/s/ml$ ……(V.21)

AN:

$y_0 = 1.21$ ⇒ $q = 3.26 \times 10^{-11}$ $m^3/s/ml$

$k = 2.70 \times 10^{-11}$ m/s

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \quad \text{……..……. (V.22)}$$

$$Q = 8.13x\ 10^{-9}\ m^3/s$$

B. A travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \quad \text{……. (V.23)}$$

Avec :

- **K :** Coefficient de perméabilité. **K=**2.70 x 10^{-11} **m/s**

$$I=H/L_b \quad \text{…….……..…..……..… (V.24)}$$

- **H :** Charge de la retenue, **H= 10.0 m**
- **L_b :** L'emprise du barrage. **L_b = 71.40 m**
- **A :** Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T :** Profondeur du sol de fondation perméable. **T=5m**

D'où :

$$q = K.I.T \quad \text{…….. (V.25)}$$

$$q = 2.70 \times 10^{-11} . \frac{10}{71.40} .5$$

$$q = 1.89 \times 10^{-11}\ m^3/s/ml$$

Donc :

$$Q_F = q.L = 1.89 \times 10^{-11} \times 249.01 = \mathbf{4.70 \times 10^{-9}}\ m^3/s$$

C. Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D \quad \text{…….. (V.26)}$$

$$= 8.13 \times 10^{-9} + 4.70 \times 10^{-9} = 12.83 \times 10^{-9}\ m3/s$$

$$\mathbf{Q} = 12.83 \times 10^{-9}\ \mathbf{m^3/s = 0.39\ m^3/an}$$

V.4 Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes les plus simple et les plus utilisée est la méthode de Bishop.

V.4.1 Présentation du logiciel GeoSlope GeoStudio 2012 V6.02

GeoStudio 2012 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des talus, et les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

Ce que nous s'intéressons parmi ces programmes est SLOPE/W.

V.4.1.1 Le programme SLOPE/W :

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du GeoStudio 2012 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité de pente en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité

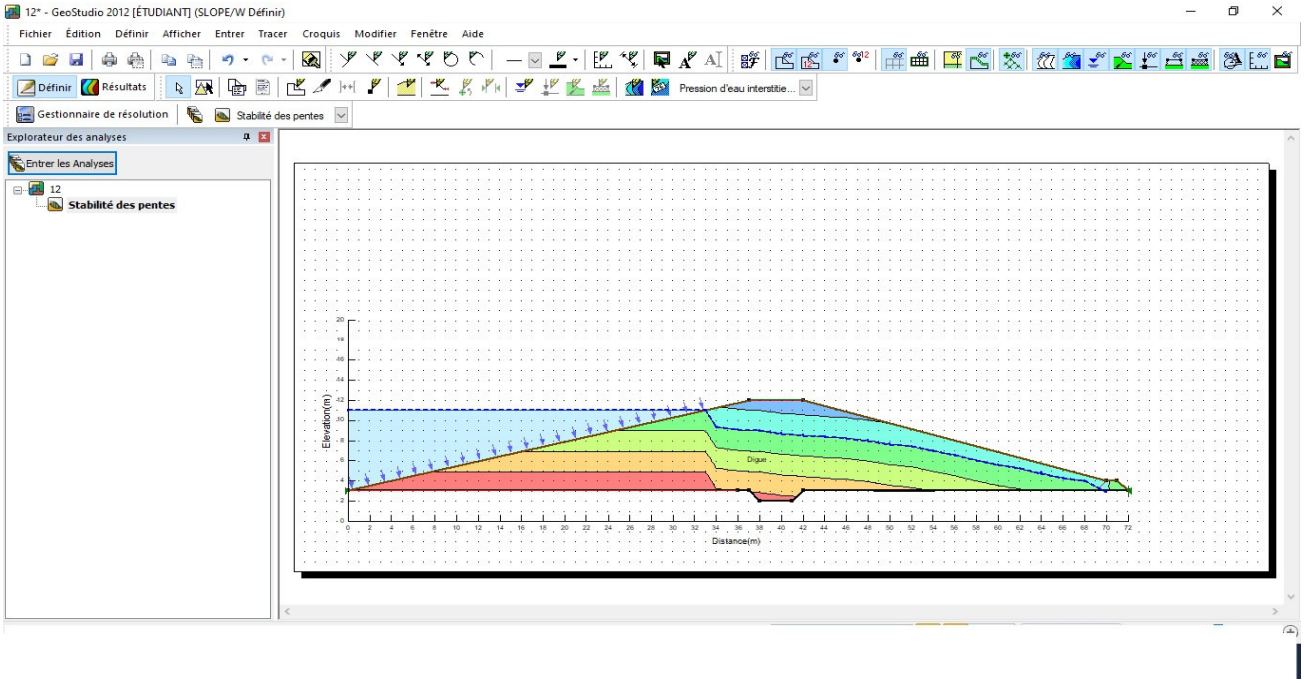
Ce programme est de type graphique et compatible avec tous les versions de Microsoft Windows. Il est facile d'apprendre comment l'utiliser, en particulier si l'utilisateur est déjà familier avec l'environnement Windows.

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Le Logiciel GeoSlope utilise plusieurs méthodes pour le calcul de stabilité, dont la méthode Ordinaire, de Janbu et de Bishop.

- La méthode Ordinaire impose l'effort normal et l'effort tranchant inter tranche égaux à zéro.
- La méthode de Bishop et Janbu considère les forces normales mais pas les efforts tranchants entre les tranches.
- La méthode de Bishop ne satisfait que l'équilibre des moments, et la méthode de Junbu ne satisfait que l'équilibre des forces.

Figure V.1 : Vue globale sur le logiciel GeoStudio 2012



V.8.2 Méthode de BISHOP

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basée sur le positionnement du centre d'un cercle et de la valeur de son rayon. La définition de l'incrément et du pas relatifs aux coordonnées du centre et la valeur du rayon permet au logiciel de balayer toute la zone au-dessus du talus avec toutes les valeurs de rayon voulu. Il calculera alors tous les cercles de glissements possibles et leur facteur de sécurité $\mathbf{F_S}$. Il choisira aussi le plus défavorable et l'affichera un traitement de l'image permet de sortir le diagramme sous différents formats.

Les résultats de la simulation sans donne dans les figures suivantes :

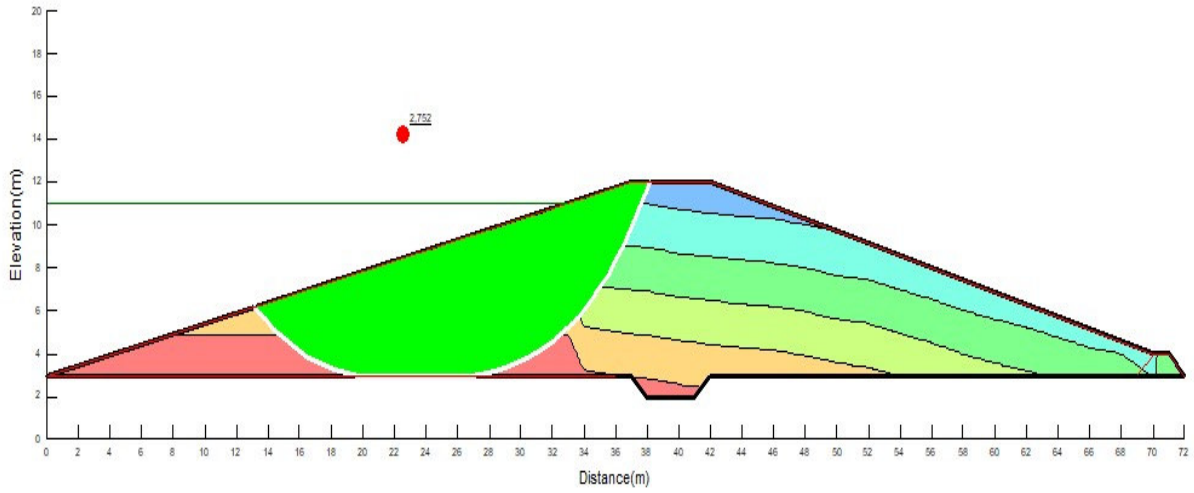


Figure V.2 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus amont

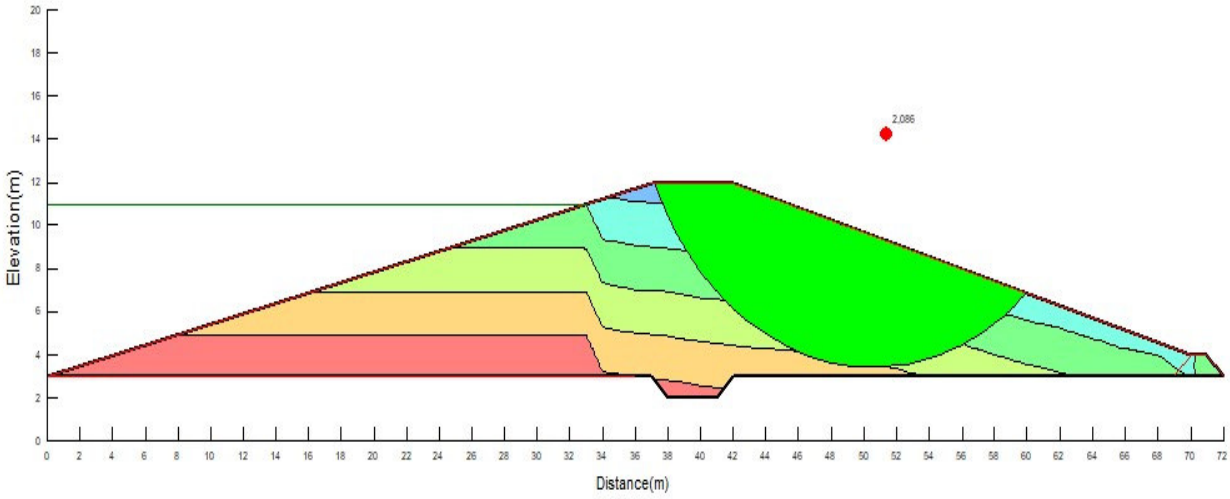


Figure V.3 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus aval

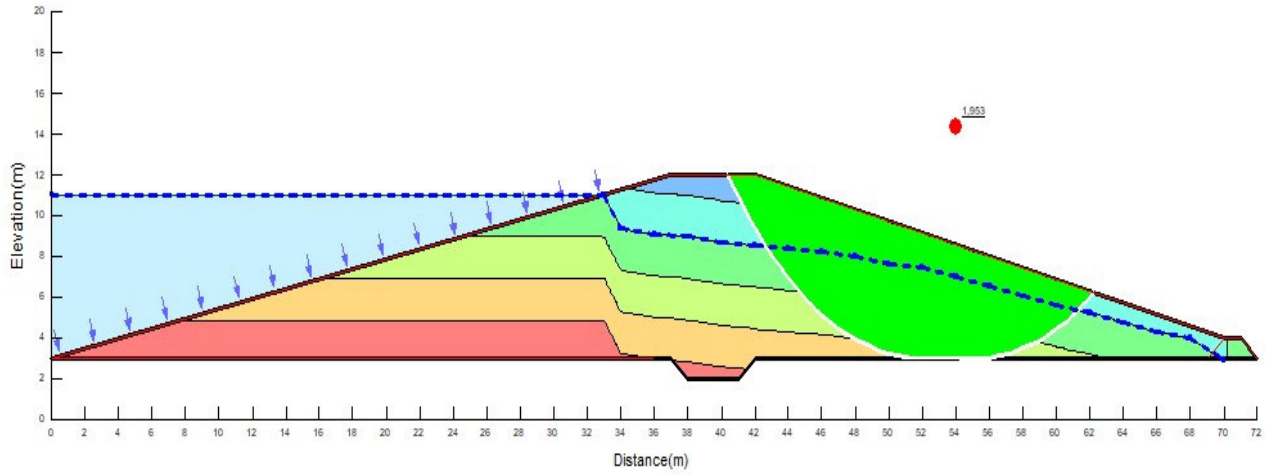


Figure V.4 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Ecoulement permanent, talus aval

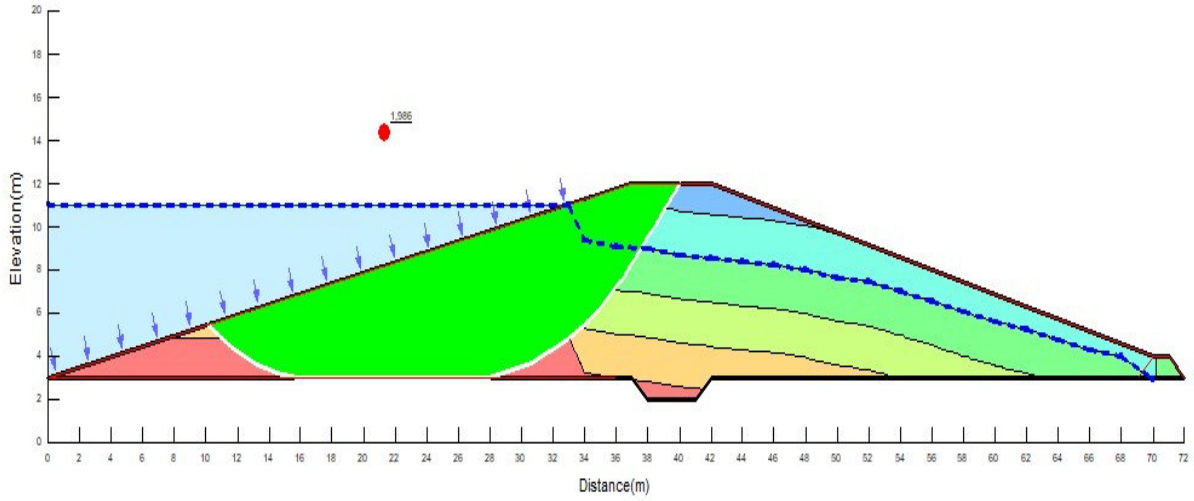


Figure V.5 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – vidange rapide, talus amont

Tableau V.8 : Résultats des facteurs de sécurité pour différents cas de stabilité étudiés.

	TALUS AMONT		TALUS AVAL	
	Avec séisme	sans séisme	Avec séisme	sans séisme
Fin de construction	2.591	2.752	1.978	2.086
Fonctionnement normal	-	-	1.844	1.953
Vidange rapide	1.816	1.986	-	-

En conclusion l'étude des différents facteurs de sécurité montre que la stabilité est assurée dans tous les cas. Les valeurs de F sont supérieures à 1.5

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Conclusion

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

Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.
Les dimensions des plans en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1 L'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.1.1/ Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La qualité des prévisions de crues
- La séismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations

VI.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue

VI.1.2.1. Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue). A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1.5 fois la hauteur de chute.

VI.1.2.2. Evacuateur latéral

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- Un canal d'amenée qui dirige le courant vers le passage
- Un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- Un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Il peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation

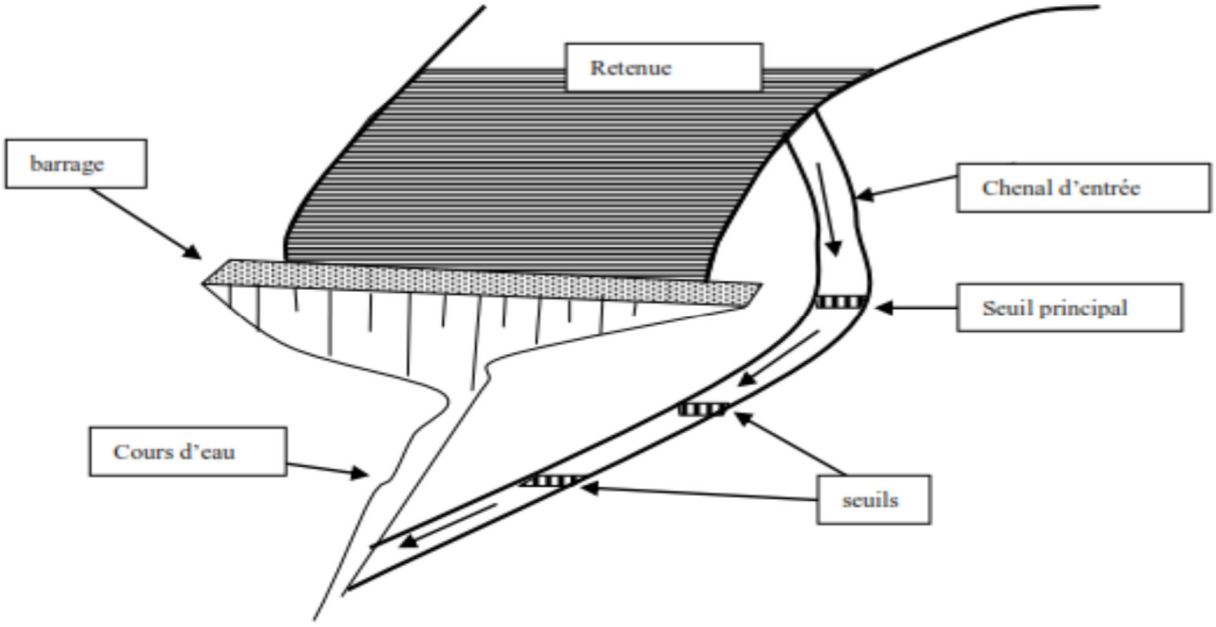


Figure VI.1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

a. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs d'écoulement à surface libre.
Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

b. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est d'écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.
L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.3/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.
La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.
Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- ✓ Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m3/s.
- ✓ Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- ✓ Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- ✓ Problème de vibration.

- ✓ Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- ✓ Prévoir des protections Antivortex (coût et entretient).
- ✓ Dissipation au pied de la digue.

VI.1.2.4/ Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, poser sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ✓ Aucune exigence topographique.
- ✓ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Amorçage et le désamorçage.
- ✓ Entretient indispensable.
- ✓ Débit faible à évacuer.
- ✓ Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3/ Choix de la variante :

- ✓ L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbre du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .
- ✓ L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site de la faite que les excavations seront réduites,
- ✓ L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.
- ✓ Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante-là plus adéquate du côté technique et économique.
- ✓ L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc **latéral à entonnement Latéral**.

VI.4 Evacuateur latéral à entonnement latéral :

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- ➢ Canal d'amenée.
- ➢ Un déversoir.

- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

VI.4.1. Canal d'approche :

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient Minimales.

VI.4.2. Vitesse d'approche :

La vitesse dans le canal d'approche est exprimée par la formule suivant :

$$V_a = \frac{q_{év}}{S_c} \qquad \text{…… (VI.1)}$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en (m/s)

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer = 55.32 m^3/s

S_c : Section de canal d'approche (section rectangulaire) = b ×(P+h)

b : Largeur de déversoir en (m)

$$b = \frac{Q}{mH^{3/2} \times \sqrt{2g}} \qquad \text{(VI.2)}$$

A.N : b = 12m

h : Charge déversant en (m)

P : Hauteur de pelle, $0.4 < \frac{P}{H} < 1.6$

On a H = 1.00 m donc 0.4< P < 1.6

On va prend P = 1.4m

$$V_a = \frac{55.32}{12 \times (1.4 + 1.00)}$$

$$\boldsymbol{V_a = 1,92 \text{ m/s}}$$

On a $V_a < V_{adm} = 2$ m/s, donc il y a pas de risque d'érosion.

VI.4.3 Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{I_0} \qquad \text{(VI.3)}$$

Donc : $I_0 = (\frac{Q \times n}{S \times R^{\frac{2}{3}}})^2 = (\frac{V \times n}{R^{\frac{2}{3}}})^2$; $R = \frac{S}{P}$

Avec :

Q : Débit déversant en (m^3/s)

S : Section mouillée en (m^2)

P : Périmètre mouillée en (m)

R : Rayon hydraulique en (m)

n : Coefficient de Manning (n = 0.03)

I_0 : Pente de fond

$I_0 = (\frac{1.92 \times 0.03}{1.71^{\frac{2}{3}}})^2$ = 0.00162.

VI.4.4 Hauteur du mur de canal d'approche

La hauteur de mur du canal est calculée par la formule suivante :

$H_m = H + P + R$

$R = 0.6 + 0.05\ V.\ H^{1/3}$

$R = 0.6 + 0.05 \times 1.92 \times 1.00^{1/3} = 0.70$ m

Donc la hauteur de mur est :

$H_m = 1.00 + 1.4 + 0.70 =$ **3.1 m.**

VI.5.1 Déversoir et canal latéral

Pour le profile géométrique de déversoir on a choisi un déversoir à paroi mince de profile Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

VI.5.2 Quadrant aval

Les coordonnées du profile déversoir sont déterminer à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{y}{H} = 0.47 \times (\frac{x}{H})^{1.85} \qquad \text{(VI.4)}$$

Les résultats des coordonnées du profile de déversoir par la méthode de Creager sont représentés dans le tableau suivante :

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=2,40m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H0(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	2,400	0,000	0,302	-1,994
0,1	0,036	-0,803		0,240	0,086	-1,927
0,2	0,007	-0,772		0,480	0,017	-1,853
0,3	0	-0,74		0,720	0,000	-1,776
0,4	0,007	-0,702		0,960	0,017	-1,685
0,6	0,06	-0,62		1,440	0,144	-1,488
0,8	0,147	-0,511		1,920	0,353	-1,226
1	0,256	-0,38		2,400	0,614	-0,912
1,2	0,393	-0,219		2,880	0,943	-0,526
1,4	0,565	-0,03		3,360	1,356	-0,072
1,7	0,873	0,305		4,080	2,095	0,732
2	1,235	0,693		4,800	2,964	1,663
2,5	1,96	1,5		6,000	4,704	3,600
3	2,824	2,5		7,200	6,778	6,000
3,5	3,818	3,66		8,400	9,163	8,784

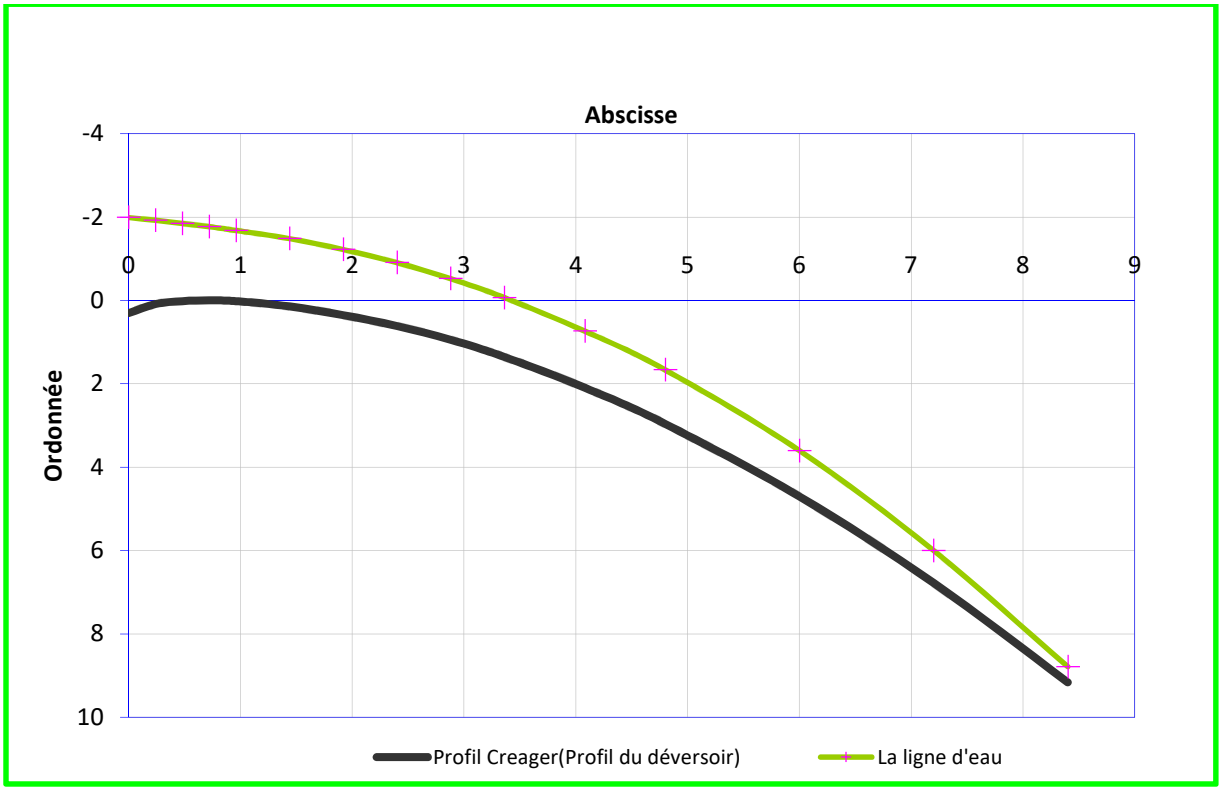


Figure VI.2 : Profile du déversoir et la nappe déversante

VI.5.3 Quadrant amont

On a : $h_0 = V^2/2g$

$X_c = 0.2677 \times H = 0.2677$

$Y_c = 0.114 \times H = 0.114$

$R_1 = 0.515 \times H = 0.515$

$R_2 = 0.216 \times H = 0.216$

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United states Army , corps of Engineers), 1958.

La courbe du la crête se compose de trois arc circulaires.

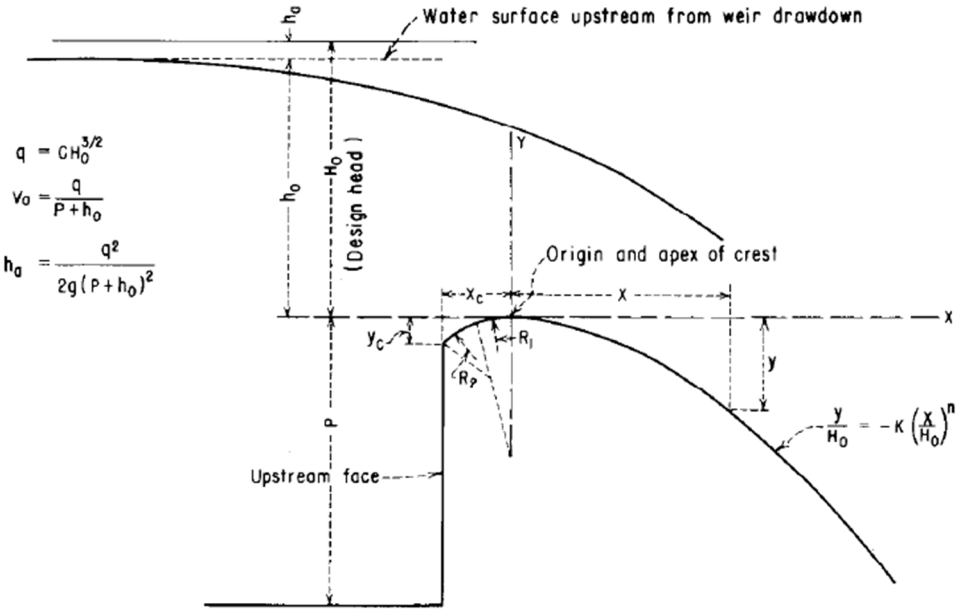


Figure VI.3 : Détail du quadrant amont (Design of small dams, 1987)

Rayon de raccordement du déversoir

Dans le cas ou P < 10 m on prend R = 0.5×P

On a P = 1.4 m < 10 m

Donc R = 0.5×1.4 = 0.7 m.

IV.5.4 Calcul hydraulique

Au point de vue hydraulique des auges prismatiques sont préférables, mais pour des raisons économiques on a choisi de dimensionner une auge de réception de section qui augmente dans le sens de l'écoulement, car le débit augmente, donc on choisit un canal de forme trapézoïdale, de largeur de fond variable et fruit de talus de ½.

Choix de la largeur du fond du canal latéral

La largeur minimale du fond du canal latéral (b) est donnée par la formule suivante :

$b = Q^{0.4} = 55.32^{0.4}$ = 4.97 m

On prend **b = 5 m.**

On fait varier la largeur de l'auge de réception de 3m à 5m comme le montre la figure suivante :

Calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception :

Pour un béton ordinaire, on prend la vitesse admissible d'écoulement V = 6 m/s et le coefficient de rugosité de Manning n = 0.016 s/m$^{1/3}$. Le coefficient de débit de seuil déversoir latéral est m = 0,36. La longueur déversante est 12 m, on admit aussi une pente de 0,2 %.

La méthode : on va utiliser la méthode de USBR 1

On divise la longueur de l'auge en tranche, et on fait le calcul de la ligne d'eau pour chaque tranche.

Tableau VI.1 : Récapitulatif des différences de cotes de la ligne d'eau et de l'auge

Section	X	Q (m^3/s)	V (m/s)	B (m)	H (m)	I	I_{moy}	ΔH (m)
5	12	55.32	6	5	1.84	0,00863563	0,00954246	0,028
4	9	41,49	6	4.5	1,54	0,01044930	0,01223425	0,038
3	6	27.66	6	4	1.15	0,01401921	0,01224551	0,042
2	3	13,83	4,5	3.5	0.88	0,01047181	0,00960161	0,028
1	0	4,61	3	3	0,51	0,00873141		

Avec :

H : le tirant d'eau de la section est calculé par $h = \frac{Q}{V \times B}$

I : c'est la pente de la line d'eau dans la section est calculé par $I = \frac{V^2}{C^2 \times R}$

Ou $R = \frac{A}{P} = \frac{B \times H}{B + 2 \times H}$; Et $C = (1/n) \times R^{1/6}$

I_{moy} : C'est la pente moyen est calculé par $I_{moy} = (I_n + I_{n+1})/2$

ΔH : C'est la perte de charge est calculé par $\Delta H = I_{moy} \times \Delta X$

Tableau VI.2 : Récapitulatif des cotes de la ligne de l'eau

Section	Cote ligne d'eau	Cote du fond
1	301	300
2	300	299.12
3	299.97	298.82
4	299.93	298.38
5	299.35	297.52

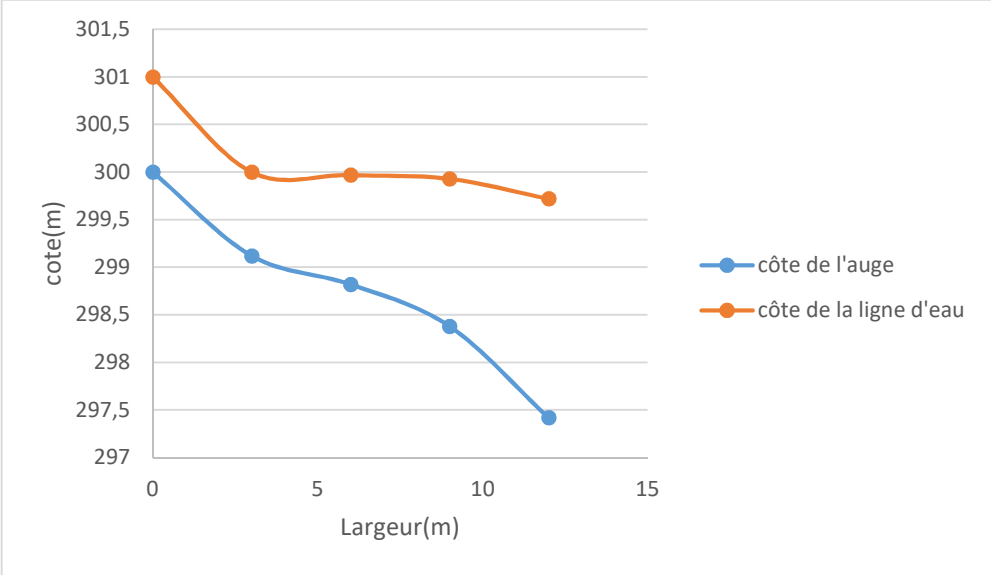


Figure VI.3 : Profile en long du canal latéral

Détermination des hauteurs des murs bajoyers

Pour le déversoir et le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue c'est-à-dire 302.00 m

VI.5.4 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme trapézoïdale de longueur de 17m et une pente de 0.1%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

Profondeur critique :

La profondeur critique d'un canal rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g \times b^2}} \quad \text{(VI.5)}$$

A.N :

$h_c = \sqrt[3]{\frac{55.32^2}{9.81 \times 5^2}}$ = 2,32 m.

Pente critique :

La pente critique est calculée par la formule suivante :

$$I_c = \left(\frac{Q_{max} \times (b+2 \times h_c)^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}}\right)^2 \quad \text{(VI.6)}$$

A.N :

$I_c = \left(\frac{55.32 \times (5+2 \times 2.32)^{2/3}}{64.46 \times (5 \times 2.32)^{5/3}}\right)^2$=0.0042

Profondeur normale :

Pour un écoulement uniforme on utilise la formule de Chézy :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I_0^{1/2} \quad \text{(VI.7)}$$

Par itération successive on trouve h_n =0,49 m.

Nombre de Froude :

Le nombre de Froude est calculé par la formule suivante :

$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{4.62}{\sqrt{9.81 \times 3.17}}$ = 0,83

Détermination de la hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue.

A l'aval la hauteur est calculé par :

$$H_{baj} = Y_{aval} + R \quad \text{(VI.8)}$$

Avec : $R = 0.06 + 0.05 \times V_{aval} \times Y_{aval}^{1/3}$

$Y_{aval} = Y_{critique}$ =2,32 m et V_{aval} =4,77 m/s

Donc : $R = 0.06 + 0.05 \times 4.77 \times 2.32^{1/3}$ = 0.38

$H_{baj} = 2.32 + 0.38$ = 2,7 m ; on prend $\boldsymbol{H_{baj}}$ **= 3,00 m**

VI.5.5 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assuré de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier avec longueur de 156m.

- **Largeur du coursier :**

On garde la même largeur que le chenal d'écoulement, donc b_c = 5m.

- **Profondeur critique :**

La profondeur critique d'un canal trapézoïdale est calculée par la formule suivante :

a. Profondeur critique :

$S = m.h^2 + b.h$

$P_{cr} = b + h \cdot \sqrt{1 + m^2}$

hcr=1.75

S=15.43

P=12.78

R=1.21

- **Pente critique :**

La pente critique est calculée par la formule suivante :

i=0.002

Tableau VI.03: récapitulatif des résultats

S_C (m^2)	15.43
P_C (m)	12.78
R_C (m)	1.21
C_C (m^{-6})	73.75
I_{CR} (%)	0.2

- **Profondeur normale :**

Pour un écoulement uniforme on utilise la formule de Chézy :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I_0^{1/2} \qquad \text{(VI.9)}$$

Par itération successive on trouve h_n = 0,49 m.

On va voir que $h_n < h_c$ et $I_c < I_n$ alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de la courbe de remous est S2).

- **Calcul de la ligne d'eau**

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du chenal d'écoulement sont considéré comme des données pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

b_c = 5m, h_c = 1.75m, h_n = 0,49 m, et le régime d'écoulement est torrentiel

La rugosité : n = 0.015, Q = 55.32 m^3/s

Le coursier a trois tronçons avec les pentes du fond respectivement 1%, 10,5%, 20,45% , pour conséquence l'eau véhiculera avec un régime supercritique ,avec des profondeurs diminuant progressivement et des vitesses qui augmentent .

- **La méthode indirecte d'intégration numérique :**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant (dQ/dX)= 0 est :

$$\frac{dy}{dx} = (S_0 - S_f)/(1 - F_r^2) \qquad \text{(VI.10)}$$

Avec :

S_0 : La pente du fond

S_f : La pente de la ligne d'énergie

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation du Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 \times Q^2)/(A^2 \times R^{\frac{4}{3}})}{1 - (Q^2 \times B)/(gA^3)} \qquad \text{(VI.11)}$$

On donne des valeurs arbitraires ày_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de $y_i$utilison y_{moy} et on l'ajout à Δx cumulés jusqu'à cette étape S_i la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y'_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2).

Les résultats du calcul est résume dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

1) **Tronçon 1 : i=0.01 L=65**

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1-Fr^2$	$\frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{\frac{4}{3}}}$	Δx	L
1.75									0
1.70	1.725	14.20	12.33	1,151	0.897	0.103	0,002831	0.71	0
1.65	1.675	13.64	12.11	1,126	1,012	-0,012	0,003159	-0.1899	1
1.60	1.625	13.07	11.90	1,098	1,123	-0,123	0,003594	-1,0000	2
1.55	1.575	12.53	11.69	1,071	1.261	-0,261	0,004002	-2.1757	4
1,50	1.525	11.98	11.48	1,043	1,425	-0,425	0,004551	-3.8997	8
1,45	1.475	11.45	11.29	1,014	1.613	-0,613	0,005156	-7.3841	16
1.40	1.425	10.93	11.05	0.989	1.832	-0,832	0,005849	-10.021	26
1.35	1.375	10.42	10.84	0,961	2.089	-1,089	0,00668	-16.401	42
1.30	1.325	9.92	10.63	0.933	2,392	-1.392	0.00767	-29.871	72

Tronçon 2 i=0.105 L=36

1,30	1.325	9.92	10.63	0,933	2,392	-1,392	0,00767	/	/
1,25	1.275	9.42	10.41	0,90	2.757	-1,757	0,0107	-0.9316	1
1.20	1.225	8.93	10.20	0.875	3.193	-2,193	0,0138	-1.201	2
1.15	1.175	8.46	9.98	0,847	3.709	-2,709	0,0148	-1.502	4
1.10	1.125	7.99	9.78	0.816	4,344	-3.344	0.0185	-1.932	6
1.05	1.075	7.542	9.568	0.788	5.102	-4.102	0.0200	-2.412	8
1.00	1.025	7.095	9.356	0.758	6.046	-5.046	0.0245	-3.957	12
0.95	0.975	6.657	9.144	0.728	8.219	-7.219	0.0285	-5.439	18
0.90	0.925	6.229	8.931	0.697	10.691	-9.691	0.0297	-17.99	36

Tronçon 3 i=0.2045 L=38

0.90	0.925	6.229	8.931	0.697	10.691	-9.691	0.0297	/	/
0.85	0.875	5.811	8.719	0.666	12.558	-11.558	0.03904	-3.49	4
0.80	0.825	5.401	8.506	0.635	14.962	-13.962	0.05206	-5.327	10
0.75	0.775	5.001	8.293	0.603	18.094	-17.094	0.06404	-6.085	16
0.70	0.725	4.6105	8.081	0.570	22.246	-21.246	0.08222	-8.687	24
0.65	0.675	4.229	7.869	0.537	27.841	-26.841	0.09820	-13.625	38

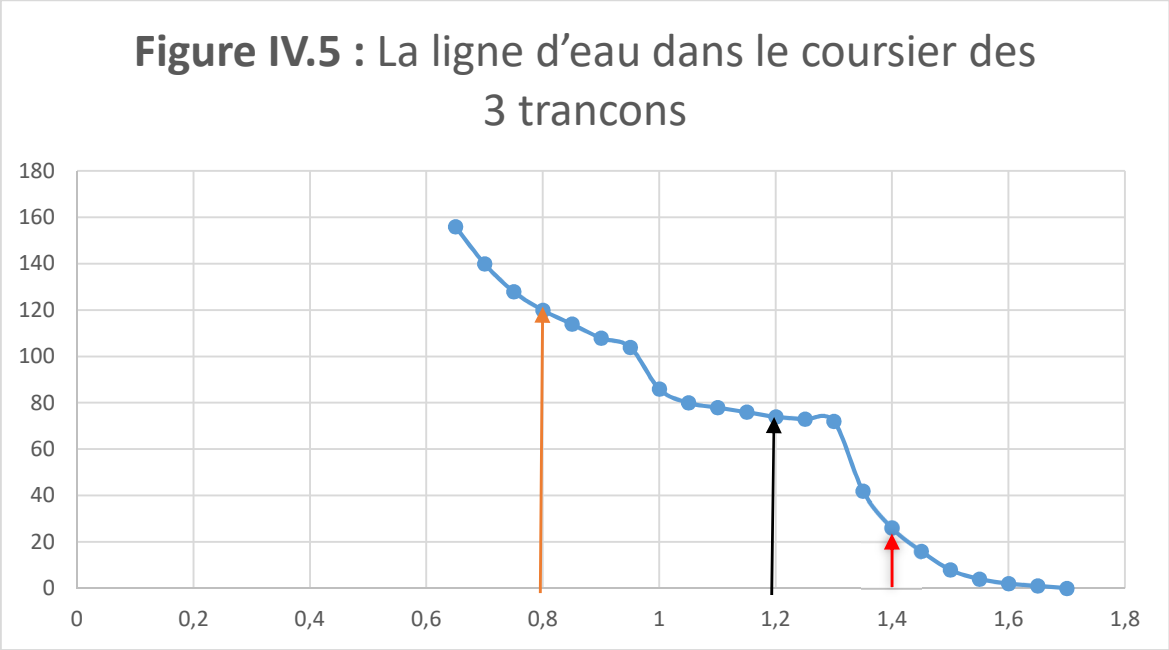


Figure IV.5 : La ligne d'eau dans le coursier des 3 trancons

Chaque tronçon en couleur différent

- **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

La formule de la hauteur des murs bajoyers est :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R c'est la revanche

$$R = 0.06 + 0.05 \times V_{aval} \times Y_{aval}^{1/3}$$

Et d'après le graphe de la ligne d'eau les hauteurs des murs variant dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse d'écoulement.

En représente les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : hauteur des murs bajoyers dans le coursier

L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H_{baj} (m)
0	1.75	3.817	0,289	2.05
1	1.65	4.142	0,305	1.96
2	1,60	4.322	0,313	1.91
4	1,55	4.514	0,321	1.87
8	1,50	4.721	0,330	1.83
16	1,45	4.942	0,339	1,79
26	1,40	5.182	0.350	1,75
42	1.35	5.441	0.361	1.71
72	1.30	5.722	0.373	1.67
73	1,25	6.026	0.384	1.63
74	1.20	6.358	0.398	1.60
76	1.15	6.722	0.415	1.57
78	1.10	7.768	0.461	1.56
80	1.00	6.875	0.404	1.40
86	0.95	6.442	0.377	1.33
104	0.90	6.018	0.351	1.25
108	0.85	5.604	0.325	1.18
114	0.80	5.200	0.301	1.10
120	0.75	4.804	0.278	1.03
128	0.70	4.419	0.256	0.96
139	0.65	4.042	0.235	0.89

- **Vérification des phénomènes d'aérations et les vagues roulantes le long de coursier**

Aération de coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{cr}$.

Tel que V_{cr} donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cr} = 6{,}63\sqrt{gR\cos\theta} \times \sqrt{1 + \frac{0{,}0011}{R^2}} \times \left(1 + \frac{8{,}71n}{R^{1/6}}\right) \quad \text{(VI.12)}$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique en (m/s).

R : rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité (n=0,016).

On représente la vitesse critique pour chaque section dans le coursier dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	V_{cr} (m/s)	V_{cr} > V
0	1.75	1,165	3.817	25.27	Vérifié
1	1.65	1,111	4.142	24.70	Vérifié
2	1,60	1.084	4.322	24.42	Vérifié
4	1,55	1.056	4.514	24.11	Vérifié
8	1,50	1.031	4.721	23.83	Vérifié
16	1,45	1.002	4.942	23.51	Vérifié
26	1,40	0.975	5.182	23.20	Vérifié
42	1.35	0.947	5.441	22.88	Vérifié
72	1.30	0.917	5.722	22.53	Vérifié
73	1,25	0.889	6.026	22.20	Vérifié
74	1.20	0.861	6.358	21.86	Vérifié
76	1.15	0.831	6.722	21.49	Vérifié
78	1.10	0.801	7.768	21.12	Vérifié
80	1.00	0.743	6.875	20.37	Vérifié
86	0.95	0.712	6.442	19.96	Vérifié
104	0.90	0.682	6.018	19.56	Vérifié
108	0.85	0.650	5.604	19.11	Vérifié
114	0.80	0.619	5.200	18.67	Vérifié
120	0.75	0.586	4.804	18.19	Vérifié
128	0.70	0.553	4.419	17.70	Vérifié
139	0.65	0.520	4.042	17.19	Vérifié

On remarque que la condition d'écoulement a été vérifié dans tout le tronçon.

VI.6.1.1 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr_1. Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr_1.Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

$1.0 \leq Fr \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

$1.7 < Fr \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparaissions en surface.

$2.5 < Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

$4.5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$9 < Fr$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas Fr=5.33 est compris entre 4.5 et 9.5 donc nous aurons une formation d'un ressaut Stable(stationnaire)

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs de déflecteur permette de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons : $4.5 < Fr \leq 9.5$ La vitesse d'entrée inférieure à 15 m/s, alors a appelé à utiliser le bassin de **type II**.

a. Détermination des caractéristiques du bassin

F = 5.33 ; y1= 0.76 m

A partir de l'abaque dans l'annexe :

$\frac{y_2}{y_1} = 7.05$ D'où : $y_2 = 5.36$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

La longueur du bassin et de l'abaque 3 dans l'annexe :

$$\frac{L}{y_2} = 2.6$$

Donc :

L = 5.36 x 2.6 = 13.94 m On prend **L = 14 m**

a. Dimensionnement des blocs de chute

Tableau VI.07: Les dimensions des blocs de chutte du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	$h = y_1$	0.76
La largeur des blocs de chutes (m)	l =y1	0.76
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	e =y1	0.76

b. Dimensionnement des blocs Chicanes

Tableau VI.08 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	$h = 2.y_1$	1.52
La largeur des blocs de chutes (m)	l =0.75y1	0.57
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	e = 0.75y1	0.57

Seuil terminal

-Hauteur du seuil terminal $h_4 = 1.5\ Y_1 = 0.57$ m.

-Pente du seuil terminal : i=0.5

Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1 /1 et une pente de 0.6 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- ✓ **La hauteur critique**

$$\mathbf{h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^{\,2}\right) \cdot K} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VI.13)$$

Avec: $\mathbf{K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}}$ ……(VI.14) et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ ……(VI.14)

[m = 1].

Donc: $K = \sqrt[3]{\frac{55.32^2}{g \cdot 14^2}} = 1.17$ et $\sigma = \frac{1.17 \cdot 1}{14} = 0{,}08$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0{,}08}{3} + 0.015 \cdot 0{,}08^2\right) \cdot 1.17 = 1.14\,\text{m}$

✓ **Pente critique :**

$$\mathbf{I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}} \quad \text{(VI.15)}$$

On prend pour une largeur du canal b = 4 m :

$S_{cr} = m.h^2_{cr} + b.h_c$ Donc : $S_{cr} = 5{,}86\ m^2$

$\mathbf{P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}}$ Donc : $P_{cr} = 5.62$ m

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ Donc : $R_{cr} = 1.04$ m

$\mathbf{C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}}$ Donc : $C_{cr} = 71.89$

I_{cr} : pente critique
R_c : rayon critique
S_c : section critique
P_c : périmètre critique
C_c : coefficient de Chézy
n : coefficient de rugosité, n=0.014 (m)

$$\mathbf{I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}}$$

La pente critique est : $I_{cr} = 0.00165 = 0.17\ \%$

Tableau VI.09 récapitulatif des résultats

S_C (m^2)	5.86
P_C (m)	5.61
R_C (m)	1.04
C_C (m^{-6})	74.89
I_{CR} (%)	0.17

C. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad \text{……(VI.16)}$$

Pour la hauteur normale nous avons

$$S_c = m.h_n^2 + b.h_n \quad \text{..... (VI.17)}$$

$$P_n = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2} \quad \text{..... (VI.18)}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{0.5}.(m.h_n^2 + b.h_n)^{2.5}.(b + 2.h_n\sqrt{1+m^2})^{1.5} \quad \text{(VI.19)}$$

Le résultat du calcul par itération donne : **h_n = 2.38 m**

D. Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{.....(VI.20)}$$

V = 3.64 m/s

VI.7 Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

VI.7.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q = \frac{dV}{dt} \text{.....(VI. 21)}$$

$$Q = \mu A\sqrt{2gH} \text{.....(VI. 22)}$$

$$dV = SdH \text{.....(VI.23)}$$

En remplaçant l'équation (VI.22) et (VI.23) dans l'équation (VI.21), on obtient :

$$Qdt = -SdH$$

Donc

$$\mu A\sqrt{2gH}\, dt = -SdH$$

Avec :

μ : coefficient de débit**.**

A : surface de la vanne (m²) ; $A = \pi D^2/4$

H : dénivellation de l'eau (m) ; H = Zi – Z0

Zi : cote initiale dans le réservoir ;

Z0 : cote dans l'axe de la vanne ;

λ : coefficient de perte par friction ; $\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}}$

L : longueur du tuyau (m) ; $L = 70m$

D : diamètre (mm) ;

S : surface du plan d'eau (équation de la courbe capacité hauteur) (m²);

dH : variation de hauteur (m).

Σζ : somme de coefficient de perte de charge totale (linéaire et singulier). Déterminé dans le tableau (VI.11) à l'aide des équations suivantes :

$$\zeta = \frac{L*\lambda}{D} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (VI.24)$$

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi_{ent}+\sum \xi_s+\sum \xi_l}} \dots\dots\dots\dots\dots (VI.25)$$

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (VI.26)$$

Tableau VI.10 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_{va}	0.10
ξ_{ent}	0.5
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0.2

Donc : $\sum \xi_s$ = 1,80

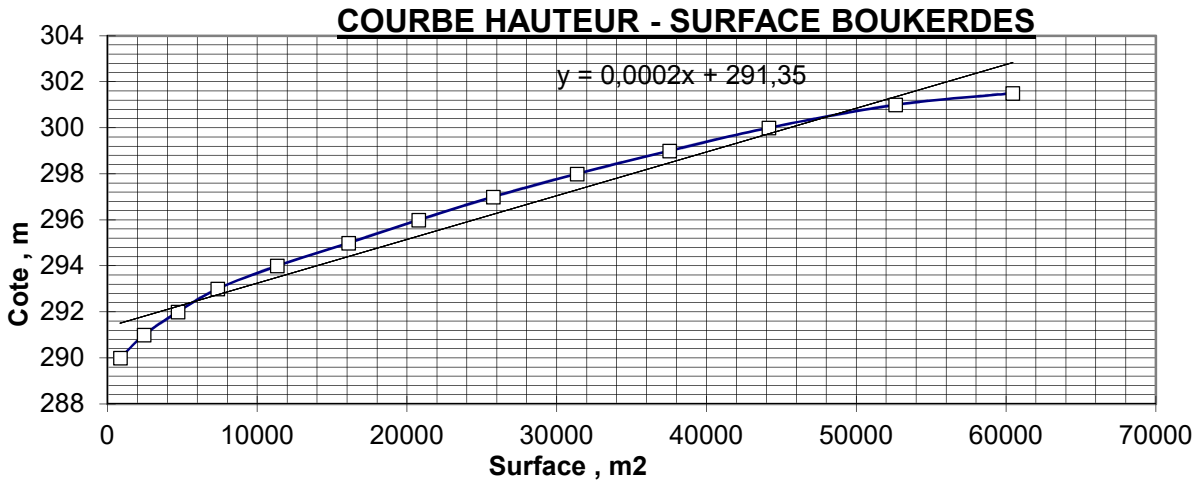


Figure VI. 6 Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur.

A partir de la courbe surface-hauteur, on détermine l'équation de la courbe de tendance, représentée dans la figure suivante :

En intégrant l'équation (VI.25), on obtient :

$$\int_0^T Qdt = -\int_{294}^{296} Sdh$$

$$\frac{4}{\pi D^2\sqrt{2g}} \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta+\lambda\frac{L}{D}}} \int_{294}^{296} (0.002h + 291.35h)h^{-1/2}\mathrm{dh} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VI.25)$$

Pour plusieurs diamètres et pertes de charge on calcule le temps de vidange correspondant.

Les résultats sont donnés dans le tableau (VI.11) :

Tableau VI. 11 Temps de vidange pour différents diamètres.

D (m)	S (m²)	λ	ζ (m)	μ	Q (m³/s)	V (m/s)	T (heurs)	T (jours)
0,1	0,01	0,00072	731,43	0,04	0,004	0,44	402,93	14.78
0,2	0,03	0,00039	178,24	0,07	0,03	0,88	203,05	8,45
0,3	0,07	0,00027	89,13	0,11	0,10	1,32	137,19	4,79
0,4	0,13	0,00018	46,51	0,14	0,22	1,73	104,31	3,67
0,5	0,20	0,00015	29,84	0,17	0,43	2,19	75,64	2,36
0,6	**0,28**	**0,00012**	**22,68**	**0,21**	**0,73**	**2,57**	**65,93**	**1,44**
0,7	0,38	0,00011	18,15	0,23	1,13	2,94	59,32	1,31
0,8	0,50	0,00009	13,56	0,26	1,67	3,23	47,28	1,25
0,9	0,64	0,00008	11,12	0,29	2,24	3,72	40,98	1,18
1	0,79	0,00007	9,34	0,31	3,06	3,89	35,90	1,11
1,1	0,95	0,00007	8,15	0,33	4.74	4,17	31,73	1,06
1,2	1,13	0,00006	7,26	0,35	5.01	4,41	28,34	1,01

On opte pour une conduite de diamètre Ø600, pour un temps de vidange de 1jours et 44h jour.
Le débit évacué aura une vitesse de 2.57$\boldsymbol{m/s}$.
Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

VI.7.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$S = \frac{Q_{vid}}{\mu.\sqrt{2.g.z}} = \frac{\pi.D^2}{4} \quad \text{…….. (VI.27)}$$

Avec :
Q_{vid} : débit de vidange (m3/s)
μ : coefficient de débit **μ ϵ (0.8 ÷ 0.85)**, nous prenons **μ=0.80.**
S : section de la conduite (m3)
Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m).**Z = 10 m**

Nous trouvons : **S= 0.069 m²**

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \text{…….. (VI.28)}$$

D =0.296 m Nous prenons : **D = 300 mm**

VI.7.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi_s+\sum \xi_l}} \quad \text{……..(VI.29)}$$

Avec :
$\sum \xi_s$ **:** somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \quad \text{……. (VI.30)}$$

Tableau VI.10 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_{va}	0.10
ξ_{ent}	0.5
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0.2

Donc : $\sum \xi_s$ = 1,80

$\sum \xi_l$ **:** Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_l = \frac{\lambda.L}{d} \quad \text{…… (VI.31)}$$

Avec :
L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 70 m
d : diamètre de la conduite de vidange, **d = 300 mm**
λ **:** Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87.n^2}{d^{1/3}} \quad \text{……. (VI.32)}$$

Avec :
n : Coefficient de rugosité **$n=0.012 m^{-1/3.s}$**

λ = 0.019 d'où ΣξL = 4.43

Ce qui nous donne :

μ = 0.32

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

d = 537mm

Nous adoptons le diamètre normalisé :

D_{vf} = 600 mm

VI.7.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{vf}} \quad \text{…… (VI.33)}$$

d'où : $V_s = 4.62\ m/s$

VI.8.1 Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.
Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

VI.8.2 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau
D'après le chapitre III ; Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois d'Aout :

$$\mathbf{V_{max} = 34600\ m^3}$$

Donc : $$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \quad \text{…….. (VI.34)}$$

$$Q_{max} = \frac{34600}{30 \times 3600 \times 8} = 0.04\ \mathbf{m3/s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

VI.8.3 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = S.\mu.\sqrt{2.g.H}\ (m^3/s) \quad \text{…….. (VI.35)}$$

μ : coefficient de débit, **μ=0.3**
S : section de la conduite en m^2
H : charge d'eau minimale, **H= 7.5 m**
Nous trouvons :

$$S=0.010\ m^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$D= 138mm$$

Nous prenons : **D = 150 mm**

VI.8.4 Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}} \quad \text{…….. (VI.36)}$$

Avec :
∑ξ : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.
Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1{,}15.\frac{\lambda.L}{d} \quad \text{…….. (VI.37)}$$

Avec :
λ = 0.019

$$\sum \xi = \mathbf{10.19}$$

Donc :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+13.43}} = 0.28$$

S=0.023 m2

Nous trouvons :

D = 171 mm

Nous prenons le diamètre normalisé :

D = 200 mm

VI.8.5 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S \quad \text{…….. (VI.38)}$$

V = 1.739 m/s

Conclusion

Le mauvais dimensionnement des ouvrages annexes peut endommager notre retenue pour cela l'étude a été réalisé avec précision pour éviter tous les dégâts.

Le diamètre de la conduite de vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation des eaux des crues pendant la construction de l'ouvrage).

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipée de deux vannes papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.1.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire :** Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1.25 m² par personne).
- **Les réfectoires :** nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1.5 m² par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires :** Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours :** Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.

- **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2 Moyens du chantier

VII.2.1 Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.2.2 Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Compacteurs**

Le compacteur Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton » on distingue trois types de compacteurs :

- Compacteur a pneus.

- Compacteur à rouleaux.
- Compacteur pied de mouton.



Figure VII-1 : **Compacteur à pneus**

➢ **Rouleaux à pieds dameurs**

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VII-2 : **Compacteur à rouleaux**

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaisser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII.3 : Décapeuse automotrice

- **Pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est dûe à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement

- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière…)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus…
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées…), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure VII.4 : **Pelle hydraulique**

- ➢ **Camions (damper)**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou à un relief très marqué



Figure VII.5 : Camion de chantier

VII.3 Planification

VII.3.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail
- ✓ Observations instantanées
- ✓ Analyse des tâches
- ✓ Chronométrage
- ✓ Définition des objectifs et des attributions
- ✓ Simplification des méthodes
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ➢ Méthodes basées sur le réseau
- ➢ Méthodes basées sur le graphique

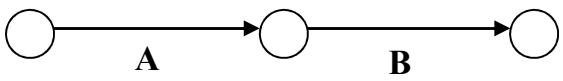
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- ➢ **Réseau à flèches**

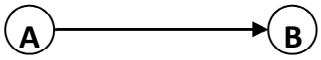
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- ➢ **Réseau à nœuds**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

a. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

b. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction du réseau.

c. Méthode du chemin critique (Critical Path *Method / CPM*)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.3.2.2 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

A. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	***TR***
DFP	***DCPP***
DFPP	***MT***

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

B. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

C. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad \text{..... (VII.1)}$$

Avec :

Q : quantité de travail

N : rendement

n : nombre d'équipes

VII.3.2.3 Plannings des Travaux

Il existe trois types de plan de travail :

A. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

B. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.3.2.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Symboles des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Phase 12 : revêtements de talus	L	1
Phase 13 : équipements hydraulique	M	1
Phase 14 : travaux des finitions	N	2

VII.3.3 Présentation du logiciel GanttProject

L'outil GanttProject permet de planifier un projet à travers la réalisation de diagrammes de Gantt ainsi que des diagrammes de ressources et des réseaux PERT.

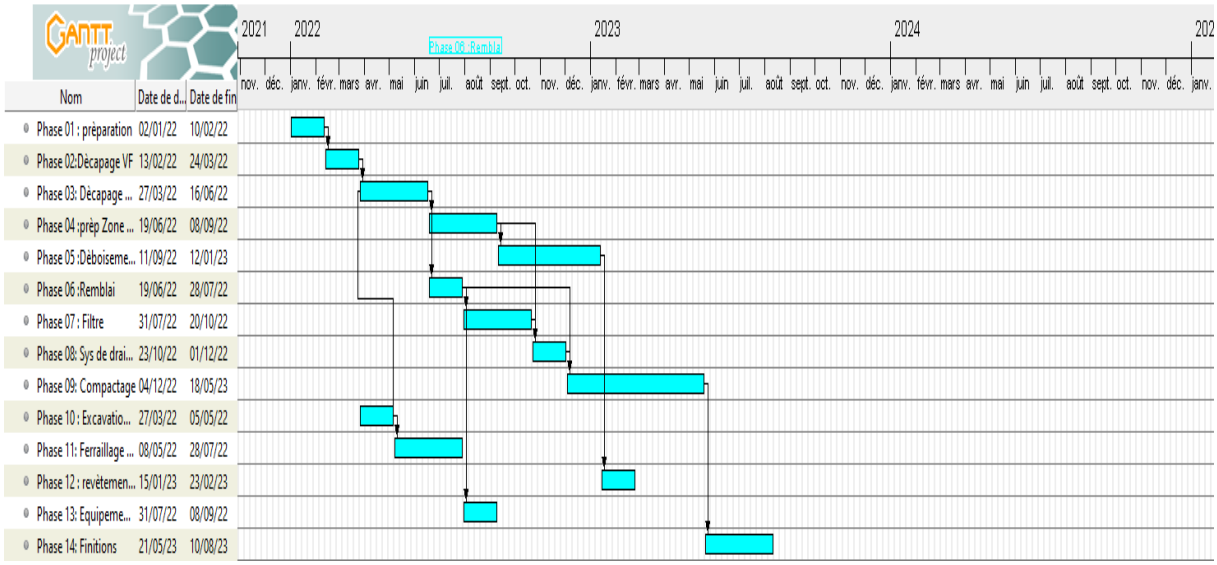


Figure VII.6 : Interface du logiciel GanttProject

VI.3.3.1 Détermination du chemin critique :

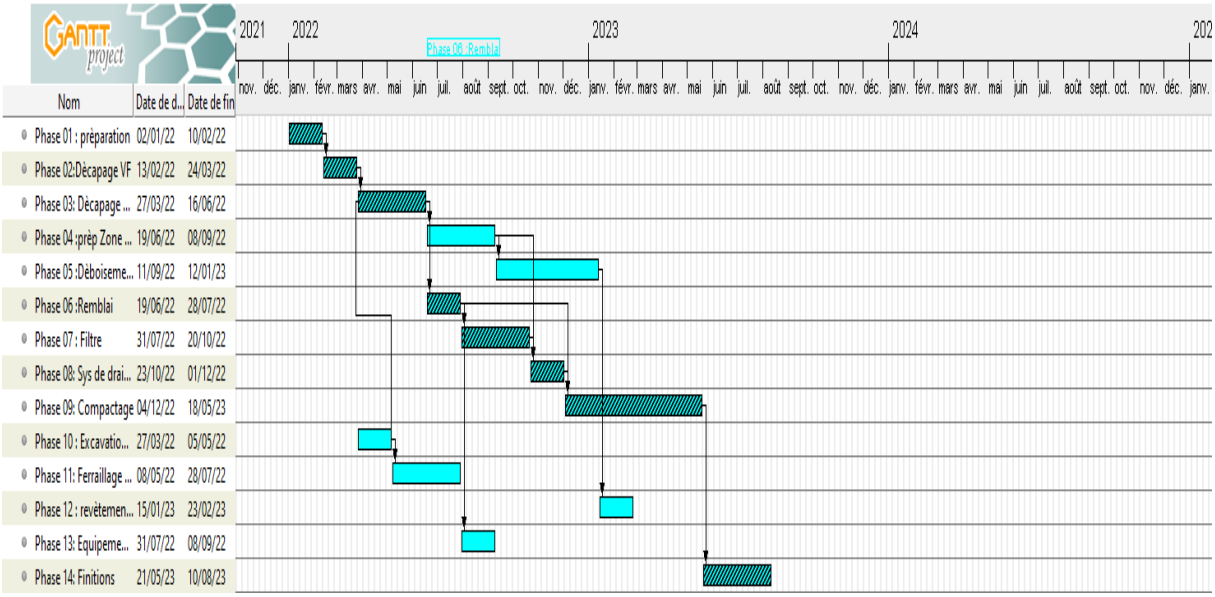
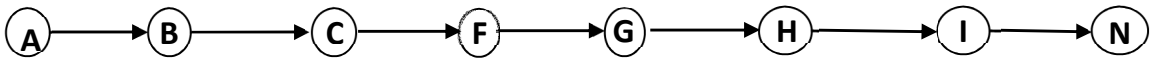


Figure VII.7 : Schéma du chemin critique

Le chemin critique est le suivant :



D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue d'oued BEKERDAS est de 14 mois.

VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et les autres ouvrages annexes

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII-2 : Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m^3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage	m^3	1412.32	200	282464
Remblai	m^3	67866.98	400	27146792
Sable		754.78	800	528346
Gravier		739	1000	739000
Enrochement	m^3	1168.89	1100	1285759
Pierre	m^3	536.34	1000	536340
bitume	m^3	252.7	7000	1768900
Montant total (DA)	32 287 601			

Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	3237	200	647400
Remblai	m^3	1142.39	400	342717
Béton armé 300 Kg/m³	m^3	334.69	32000	10710080
Béton de propreté 250 Kg/m³	m^3	97.35	10000	973500
Water-Stop	ml	591	300	177300
Enrochements	m^3	10.75	1100	118225
Montant total (DA)	12 969 222			

Tableau VII-4 : Vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	400	200	80000
Remblai	m^3	300	400	120000
Conduite métallique 300 mm	u	40	58000	2320000
Conduite métallique 600 mm	u	70	78000	5460000
Béton armé 350 Kg/m^3	m^3	30	32000	960000
Béton de propreté 250 Kg/m^3	m^3	10	10000	100000
Vannes	u	2	50000	100000
Montant total (DA)	9 140 000			

Le coût total de l'ouvrage est donc :

Montant total de la retenue : **54 396 823 DA**

Chapitre VII : Organisation de chantier

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire d'oued BEKERDAS commune de ouled ben abdelkader est estimé à 14mois avec un cout total de l'ouvrage de 54millions de dinars algériens.

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1. Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.1.1. Causes humaines

Ces causes peuvent sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.2 Causes des maladies professionnelles

❖ **Poussière**

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui

est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

❖ **Bruit**

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochère irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier

a. Installation non protégée ou male protégée.
b. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
c. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
d. Protection individuelle inexistante.
e. Défauts dans la construction.
f. Eclairage défectueux.
g. Facteur d'ambiance impropre.
h. Conditions climatiques défavorables.

VIII.4. Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.5. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

A. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.

B. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

C. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.

D. Les abris doivent être airés et chauffés.

E. Assurer une protection individuelle

F. Assurer un entretien continu

G. Assurer un stockage rationnel

VIII.6. Méthode et moyens de prévention

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.
- Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

VIII.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau VIII.1

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Tableau VIII.1 : Plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de L'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.

7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille. Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Conclusion générale

L'élaboration de l'avant-projet sommaire de la retenue collinaire d'Oued BEKERDAS commune Ouled ben abdelkader basée sur les études topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques nous a donnée des résultats satisfaisants.

Les résultats géotechniques des zones d'emprunt favorisent le choix de matériaux d'une digue en terre homogène, parce qu'elles présentent des caractéristiques géotechniques satisfaisantes. Elles peuvent être utilisées pour la construction de la digue.

Les principes géologiques et géotechniques pour l'exécution de la retenue collinaire sur Oued BEKERDAS paraît favorable où les formations géologiques à l'affleurement et en profondeur ne présentent aucun problème.

Les conditions hydrologiques du bassin versant de la future retenue sont favorables de point de vue apport liquide et intensité pluviale, les précipitations maximales quotidiennes sont assez remarquables. Et en matière d'apport solide, le bassin d'oued BEKERDAS a un aspect climatique très sévère en matière d'érosion hydrique, il est très élevé compte tenu de l'exposition des terrains à toutes les formes érosives dont l'insuffisance du couvert végétal et les pratiques agricoles non conformes aux techniques de lutte contre l'érosion. Aussi par les crues violentes arrachent les particules fines des sols ce qui augmente le taux de matières en suspension.

Le sol étudié peut être considéré comme un sol étanche de très faible perméabilité (imperméable). Le contexte géologique à dominance argilo marneuse est favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.

Le choix du matériel de compactage est primordial pour la bonne exécution des travaux et d'après le rapport géotechnique, le sol étudié contient de fortes proportions de fines argileuses, et trace à peu de limon et des proportions variables d'éléments sableux.

La retenue sur Oued BEKERDAS va permettre la mise en valeur d'environ 28ha.

L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile a l'eau et une bonne utilisation des ressources.

Le renforcement des activités économiques (agriculture, élevage…)

La région de ouled ben abdelkader est une zone a vocation agricole la création de cette retenu aura un impact très positif pour les agriculteurs de cette dernière

Références bibliographiques

Ambartsoumian, V. (1994) Protection de travail. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

ENSH (2005) Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.

MIHOUBI M.K. (2013) Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

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

TOUAIBIA, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.

TOUAIBIA. B. (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

FOUNEME A. MILLOGO : OUVRAGES HYDRAULIQUES ; Août 2009 .

LOUNIS, H (2014) Etude d´avant-projet détaillé de la digue du barrage Azib Timizar (W.BEJAIA), mémoire de fin d'étude. ENSH. Blida.

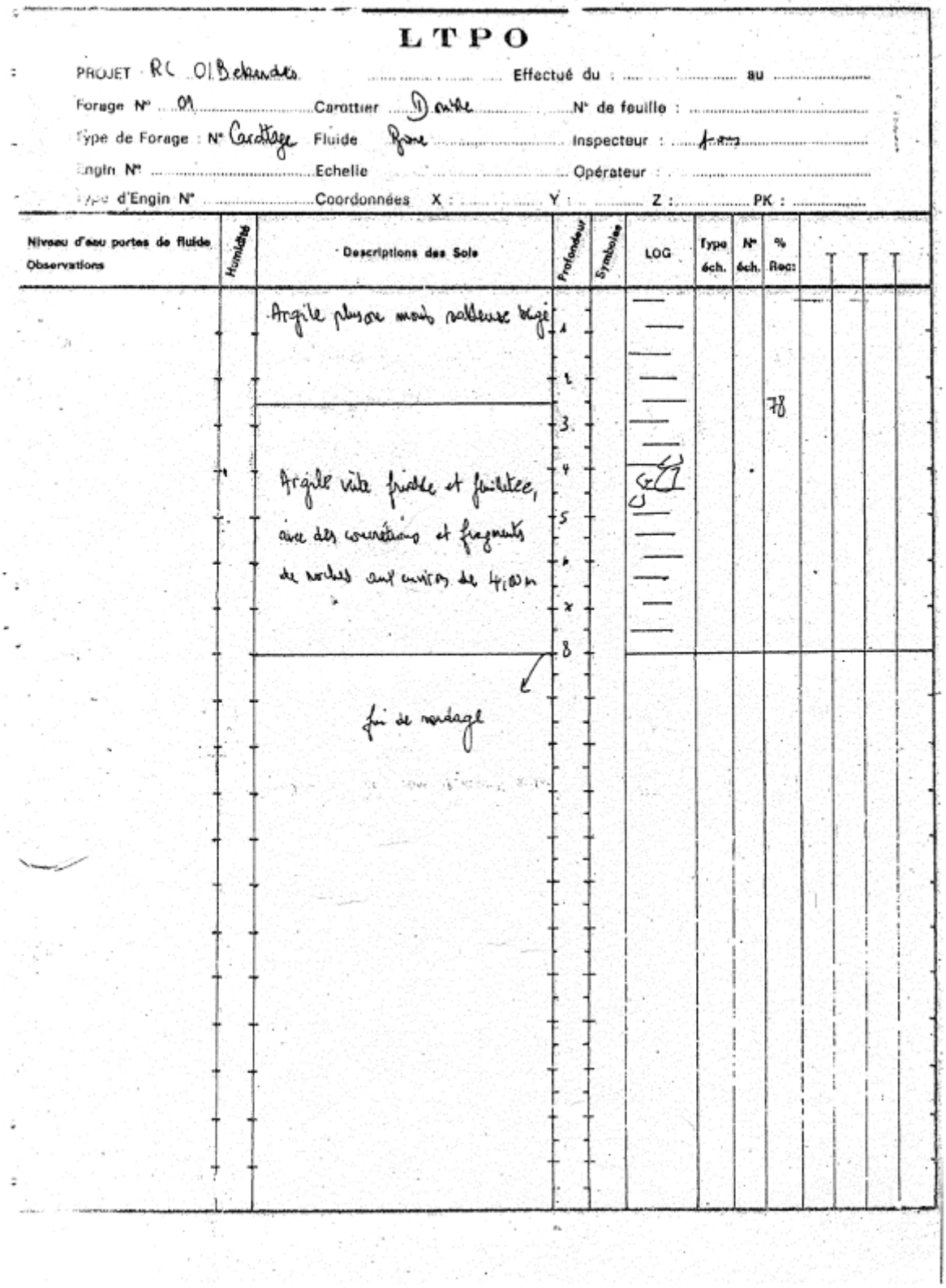
Ecole nationale des ponts et chaussées (1985) Les barrages en terre .

LNTP, Oran : Rapport géotechnique 1990.

ANBT : retenue collinaire kouba Algérie 2005 .

LES ANNEXES

Annexe A.1 : **:** les coupes géologiques obtenues lors des travaux de reconnaissance insitu du site de barrage (sondage N°1)



LTPO

PROJET RC 01 Bekendes ..... Effectué du : ..... au .....

Forage N° 01 ..... Carottier Double ..... N° de feuille : .....

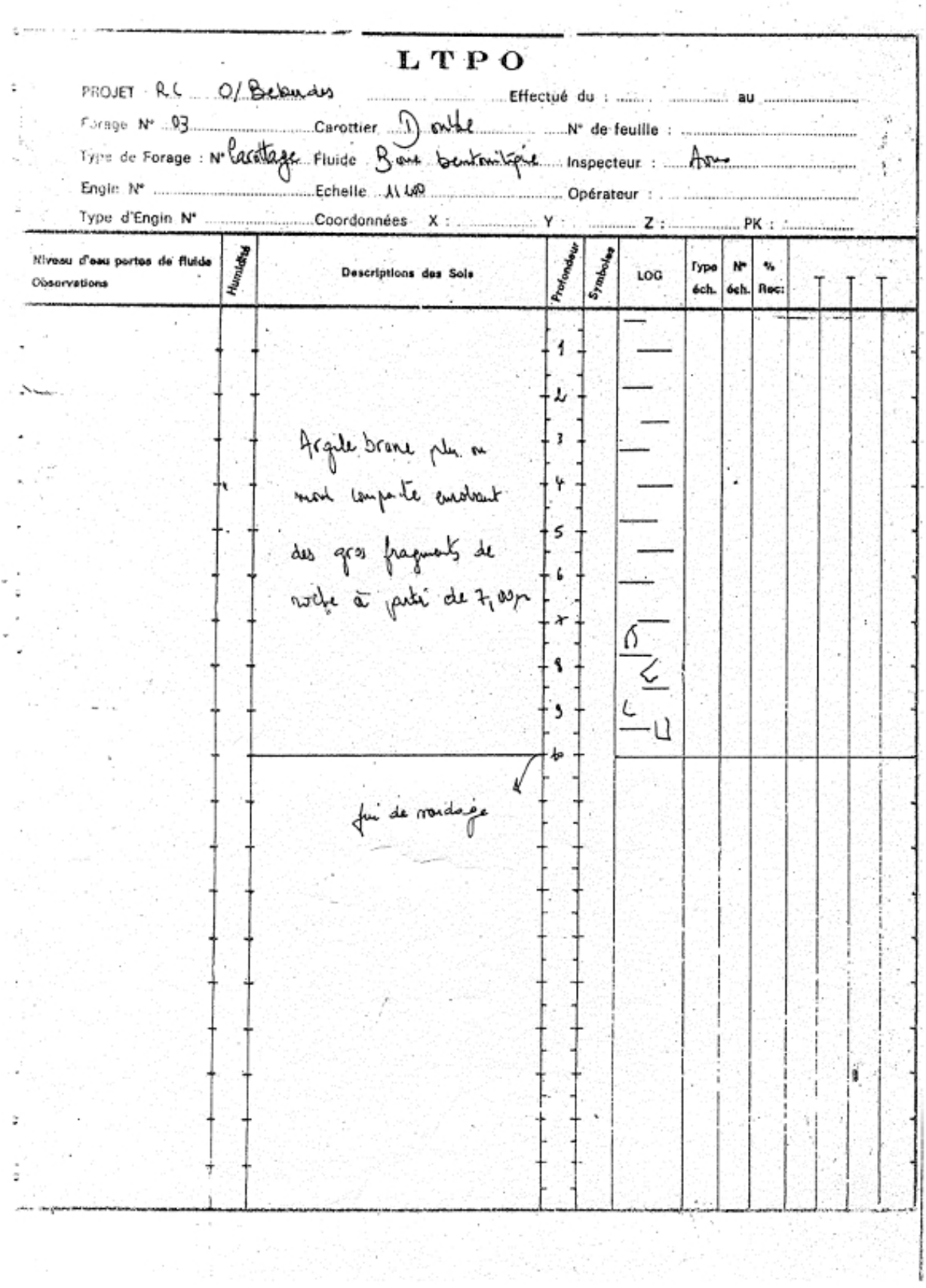
Type de Forage : N° Carottage Fluide Boue ..... Inspecteur : [illegible]

Engin N° ..... Echelle ..... Opérateur : .....

Type d'Engin N° ..... Coordonnées X : ..... Y : ..... Z : ..... PK : .....

Niveau d'eau portes de fluide Observations	Humidité	Descriptions des Sols	Profondeur	Symboles	LOG	Type éch.	N° éch.	% Rec:
		Argile plus ou moins sableuse beige	1					
			2					78
		Argile verte friable et feuilletée, avec des concrétions et fragments de roches aux environs de 4,00 m	3					
			4					
			5					
			6					
			7					
			8					
		fin de sondage						

Annexe A.2: **:** les coupes géologiques obtenues lors des travaux de reconnaissance insitu du site de barrage (sondage N°3)



LTPO

PROJET RC O/Bebardes Effectué du : ..... au .....

Forage N° 03 Carottier Double N° de feuille : .....

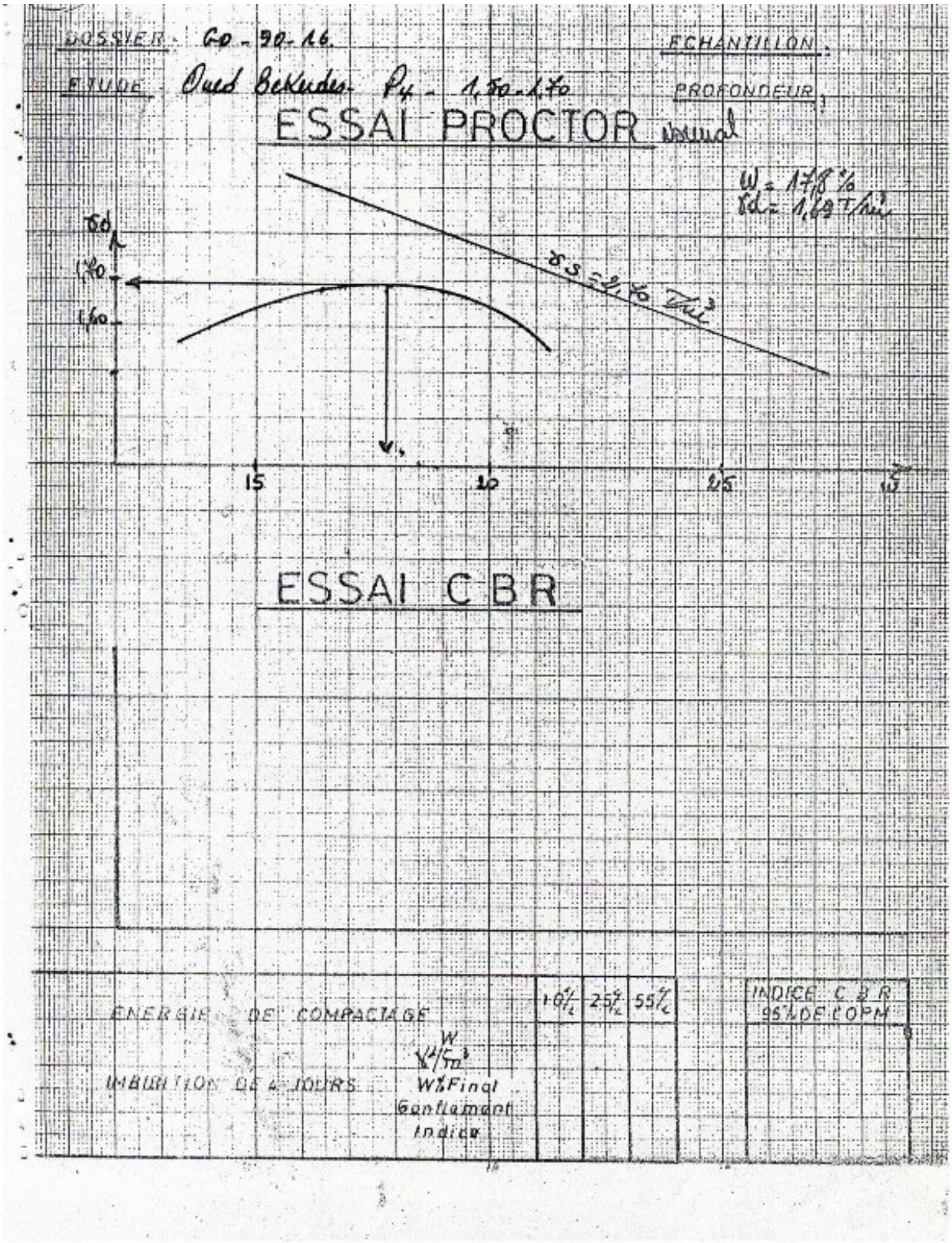
Type de Forage : N° Carottage Fluide Boue bentonitique Inspecteur : Aou

Engin N° ..... Echelle 1/100 Opérateur : .....

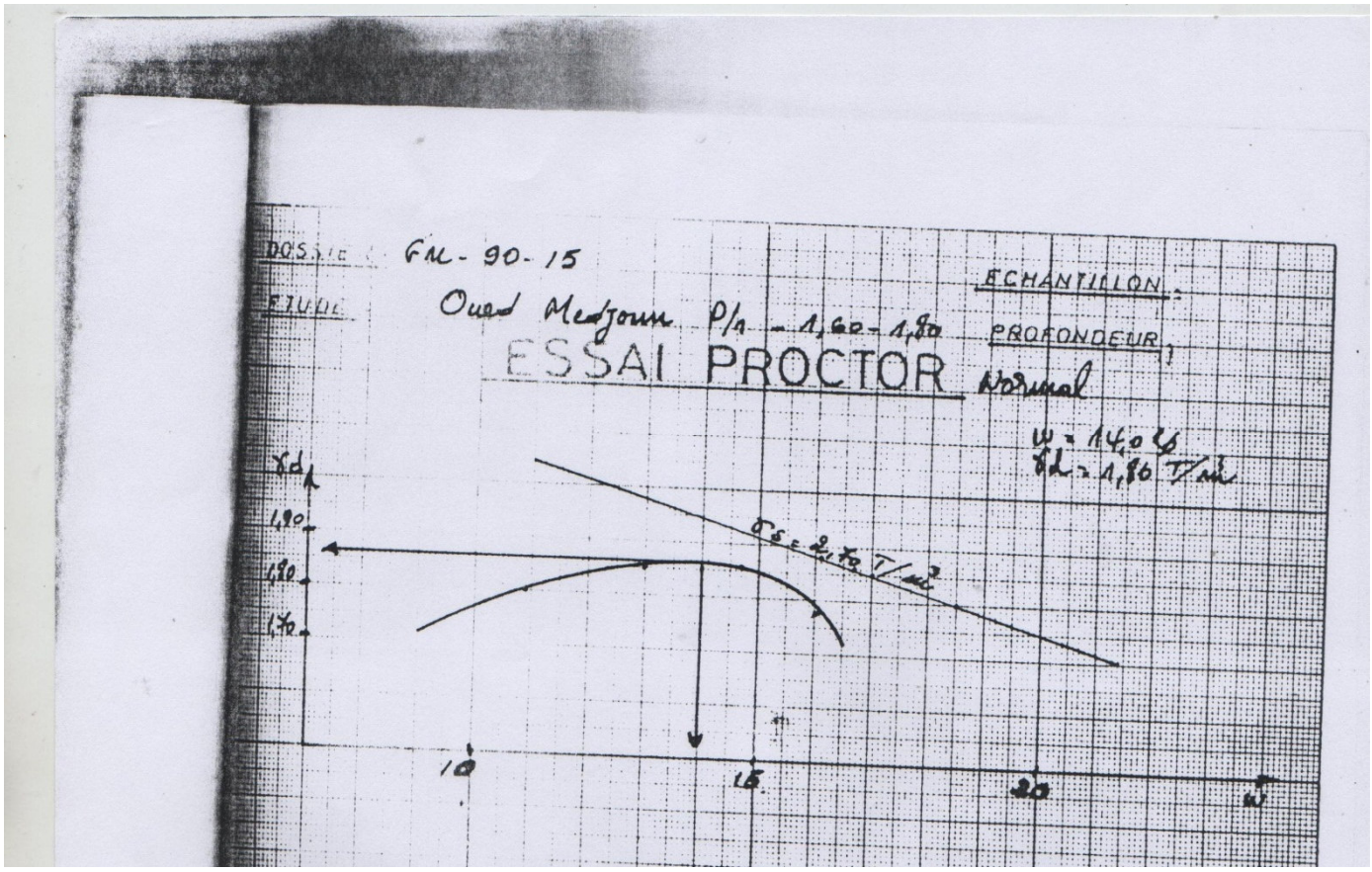
Type d'Engin N° ..... Coordonnées X : ..... Y : ..... Z : ..... PK : .....

Niveau d'eau pertes de fluide Observations	Humidité	Descriptions des Sols	Profondeur	Symboles	LOG	Type éch.	N° éch.	% Rec:
		Argile brune plus ou moins compacte enrobant des gros fragments de roche à partir de 7,00m	1					
			2					
			3					
			4					
			5					
			6					
			7					
			8					
			9					
			10					
		fin de sondage						

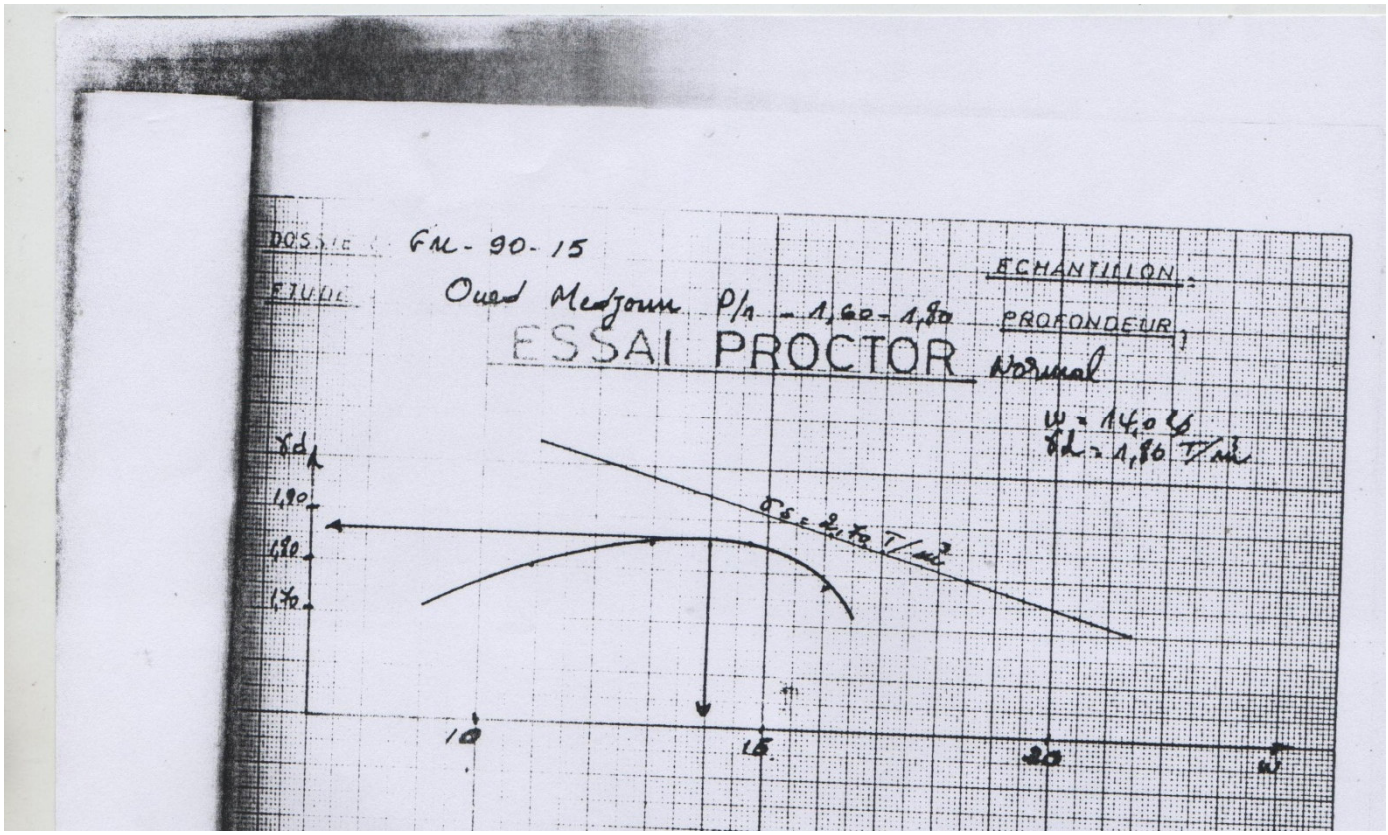
Annexe A.3 : Essai Proctor



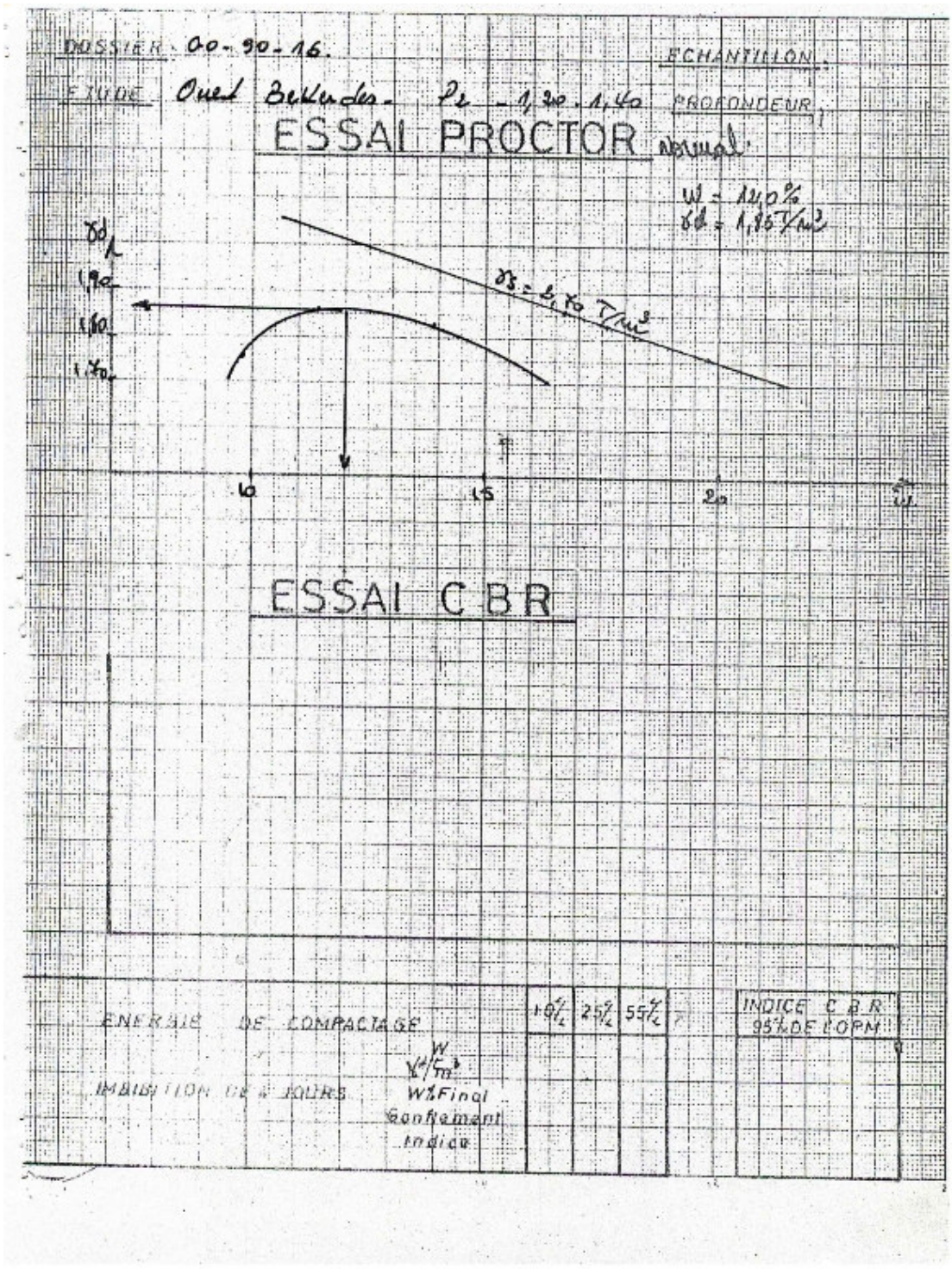
Annexe A.4 : Essai Proctor



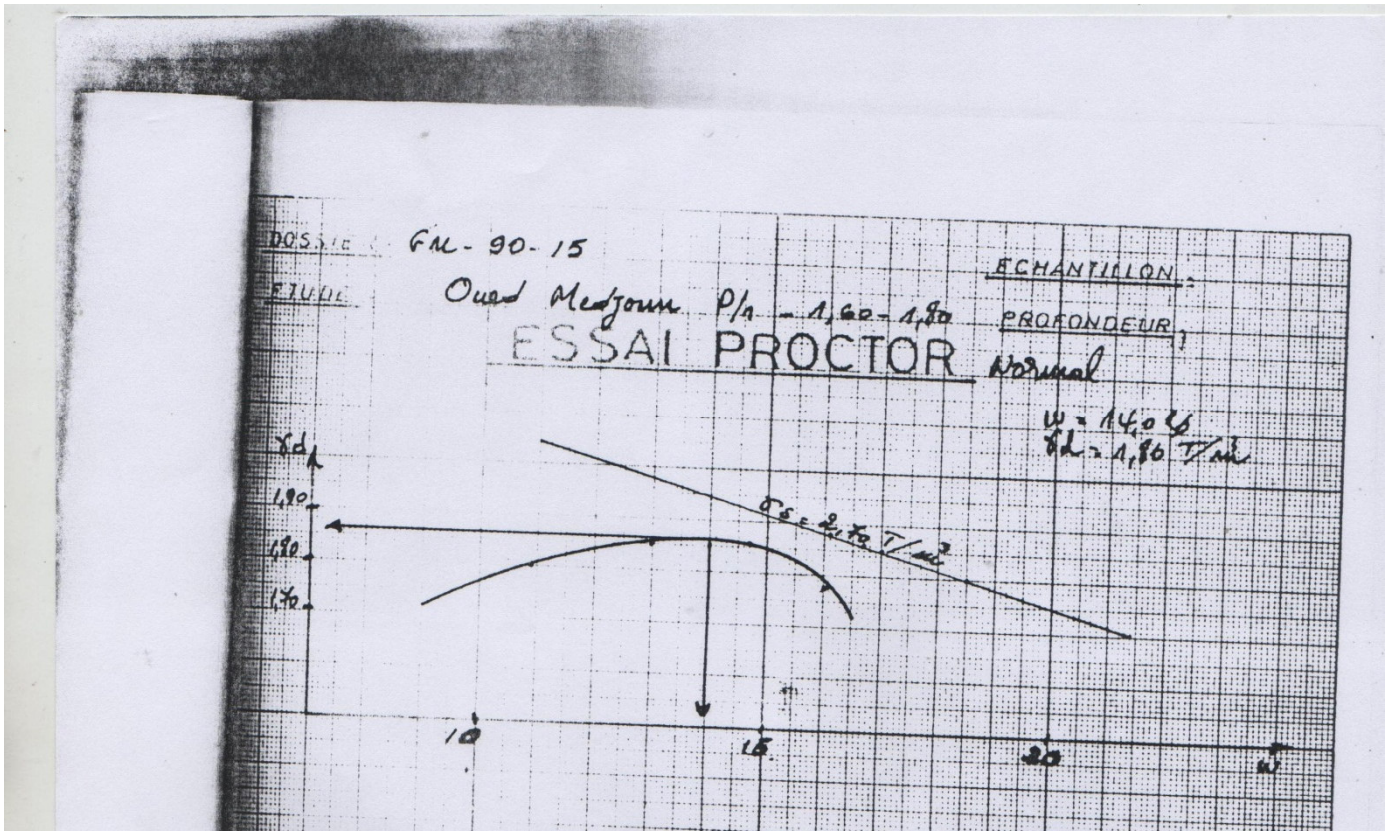
Annexe A.5 : Essai Proctor



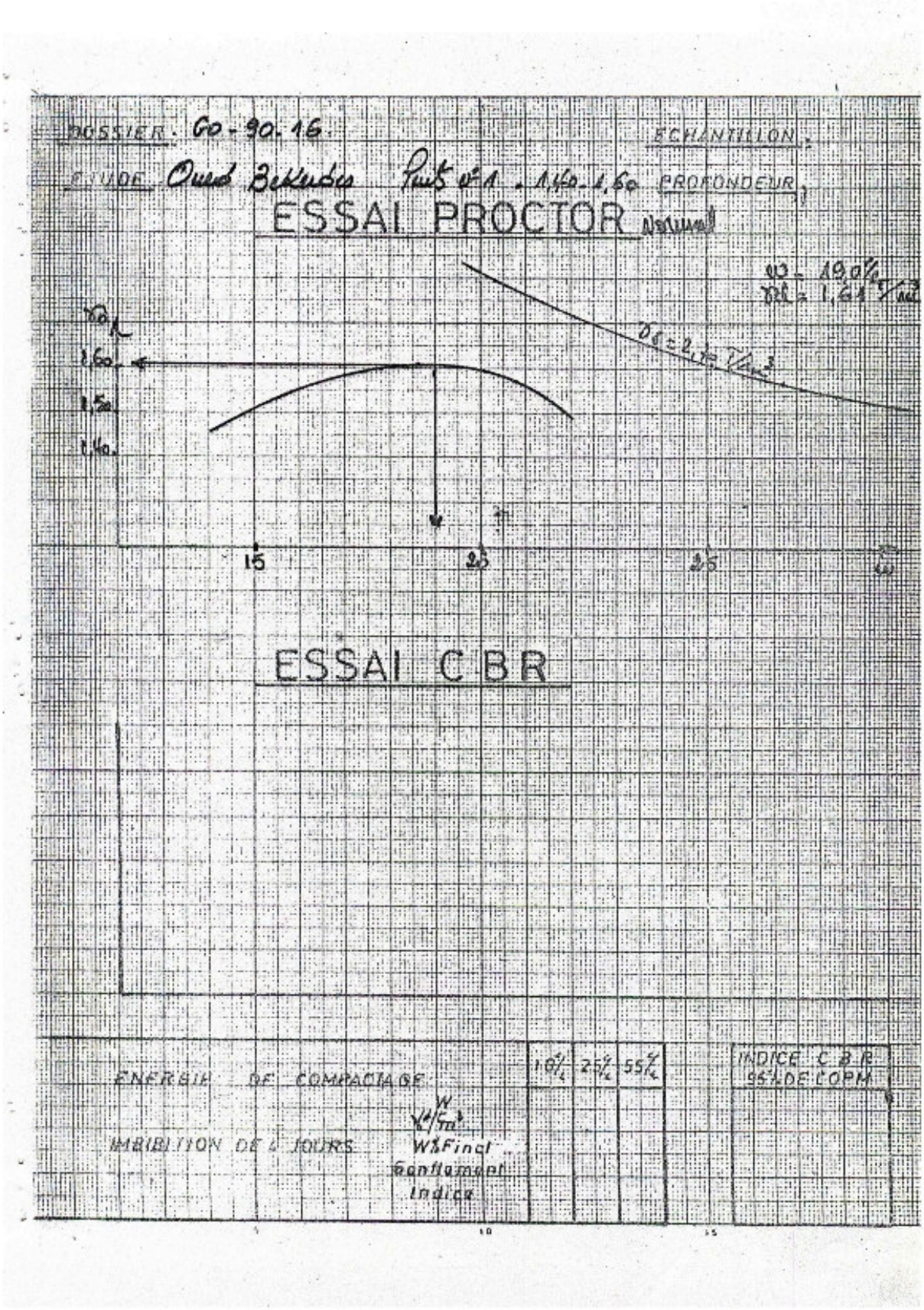
Annexe A.6 : Essai Proctor



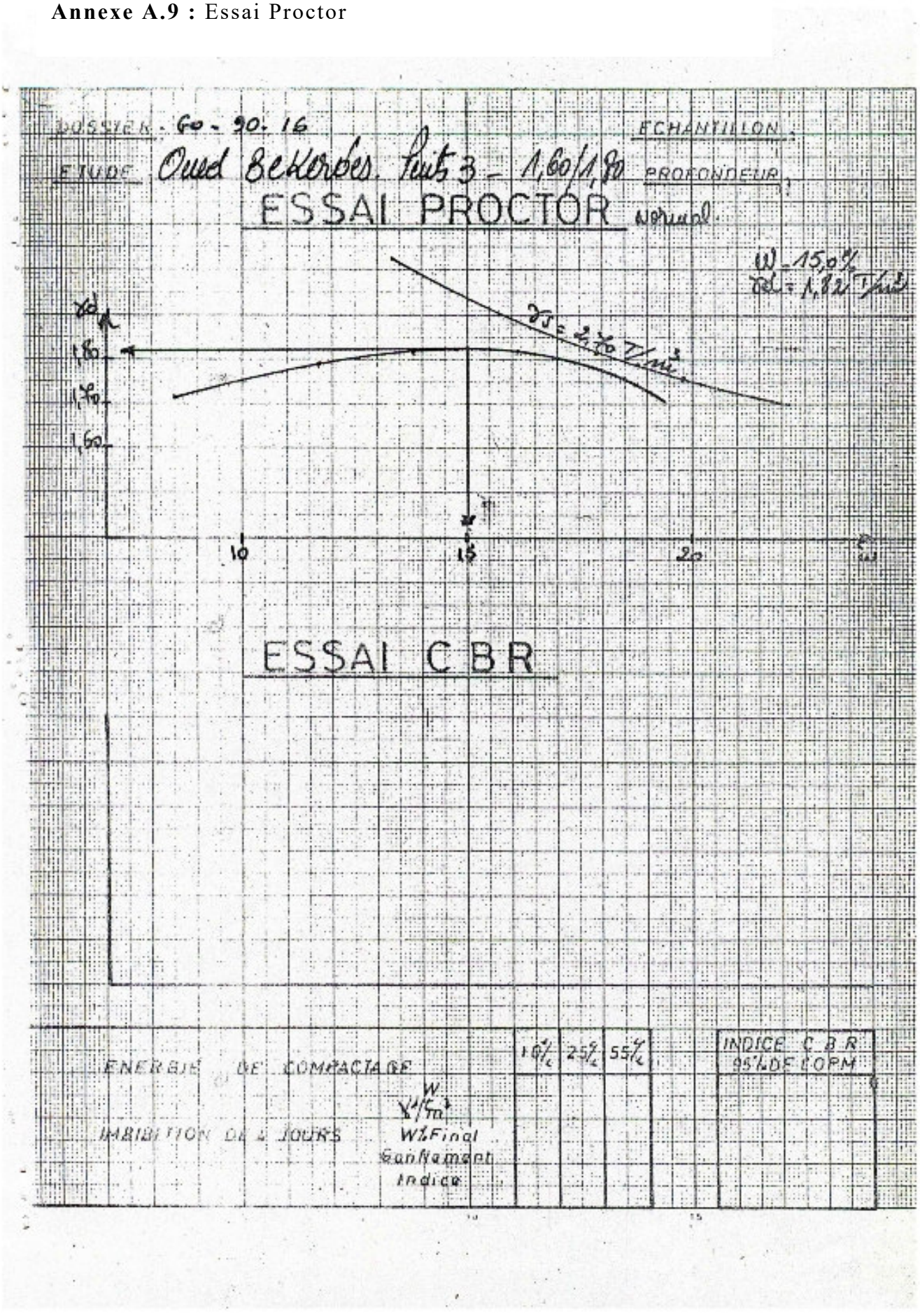
Annexe A.7 : Essai Proctor



Annexe A.8: Essai Proctor

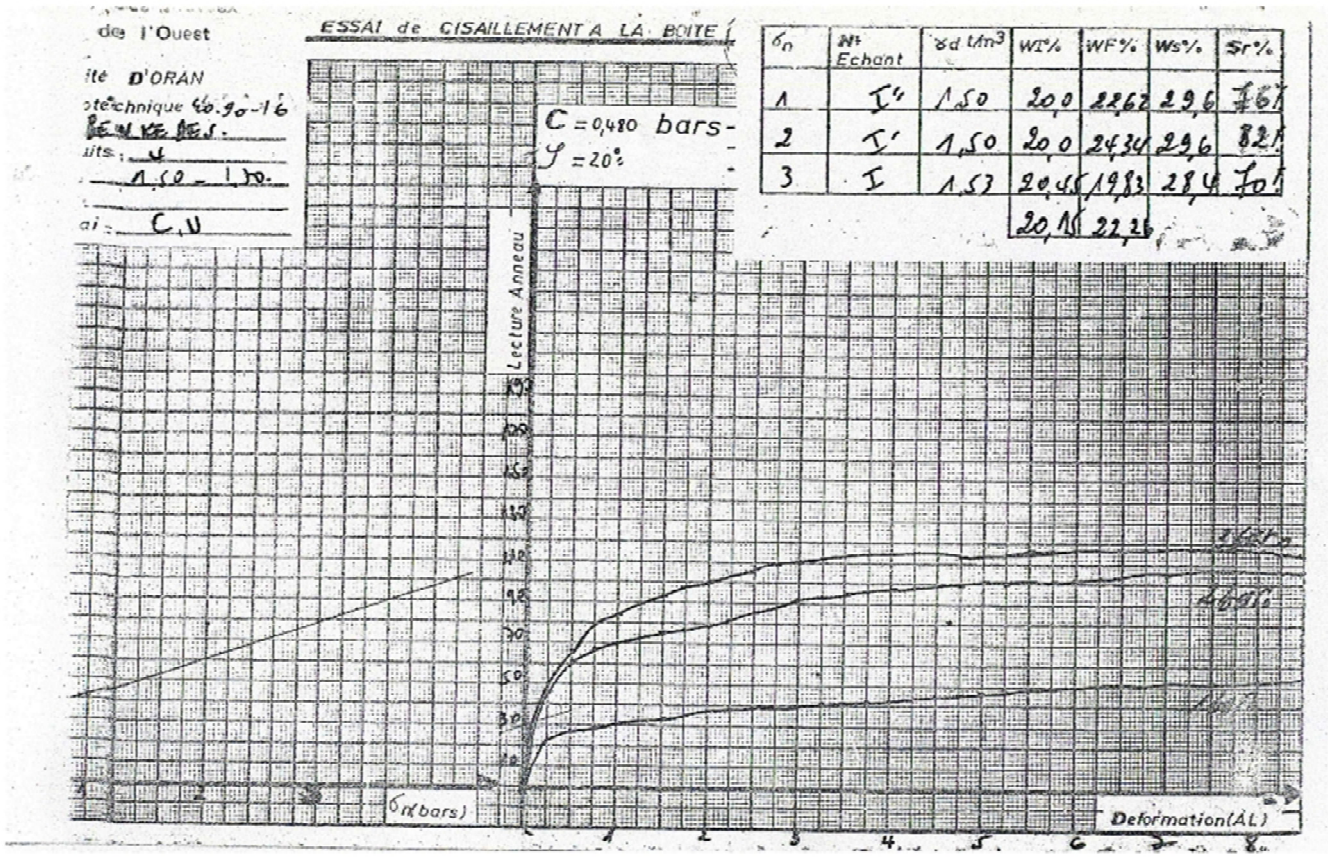


Annexe A.9 : Essai Proctor



Annexe A.10 : Essai de cisaillement a la boite.

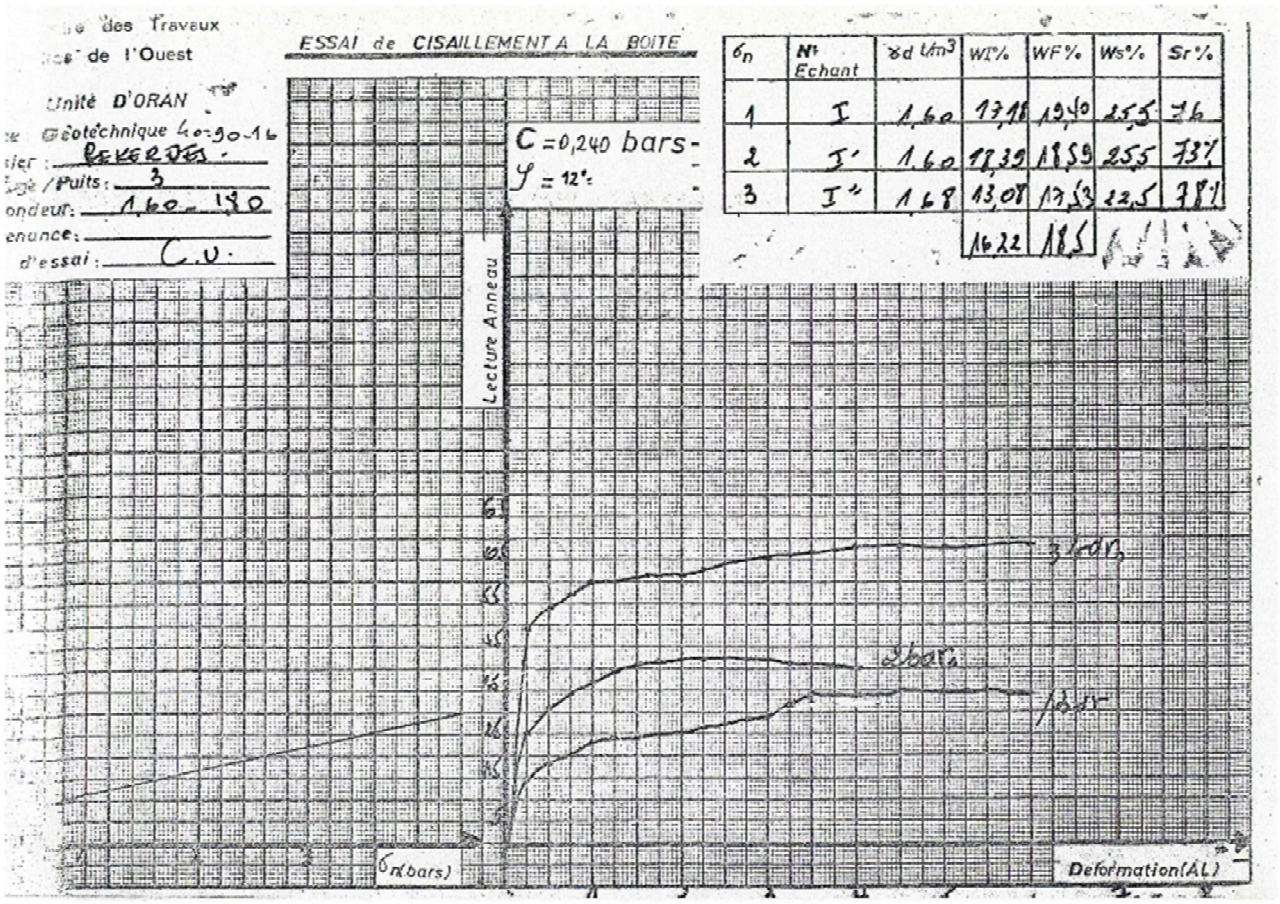
C= 0.48 bars φ= 20°



σ_n	N° Echant	γ_d t/m³	W%	WF%	Ws%	Sr%
1	I'	1,50	20,0	22,62	29,6	76
2	I'	1,50	20,0	24,34	29,6	82
3	I	1,53	20,45	19,83	28,4	70
			20,15	22,26		

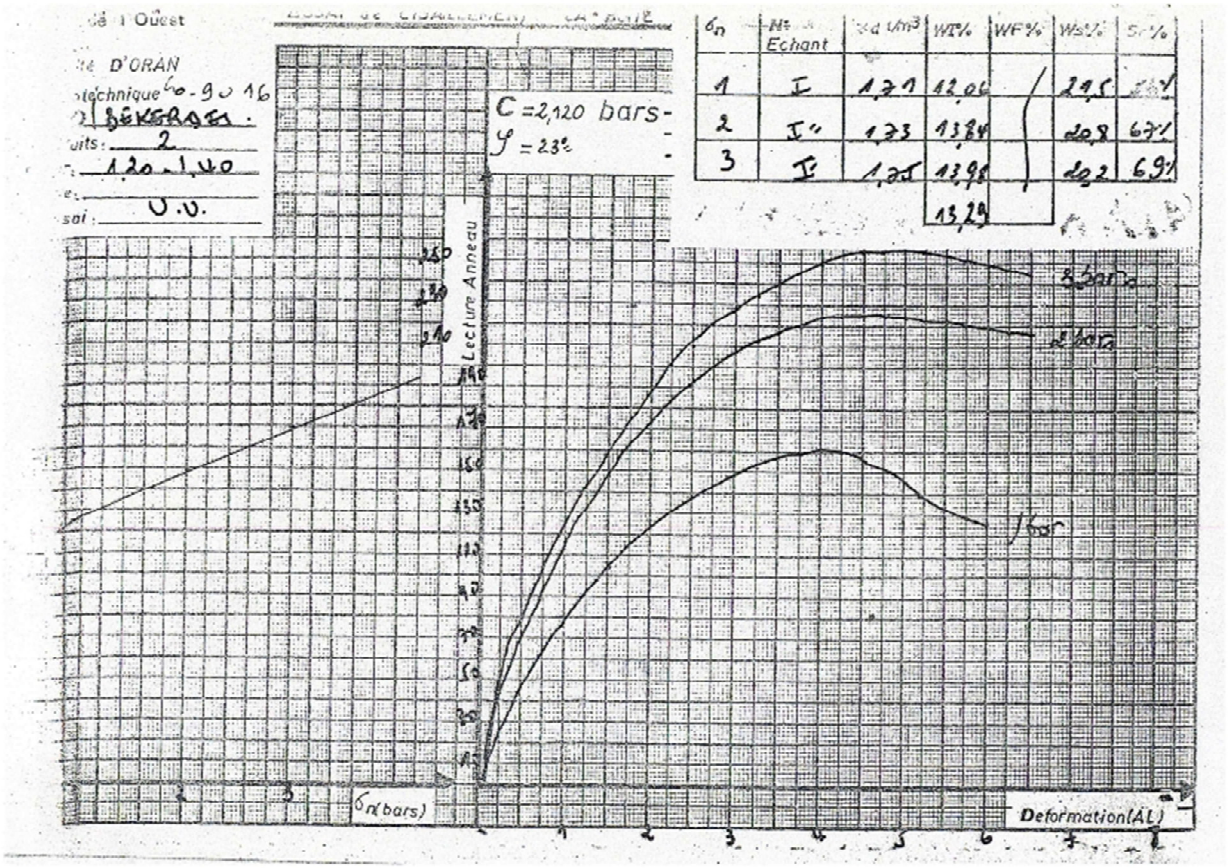
Annexe A.11 : Essai de cisaillement a la boite.

C= 0.24 bars φ= 12°



Annexe A.12 : Essai de cisaillement a la boite.

C= 2.12 bars φ= 23°



σn	N° Echant	γd t/m³	Wi%	Wf%	Ws%	Sr%
1	I	1,71	12,06	/	29,5	[illegible]
2	I''	1,73	13,84		20,8	67,1
3	I'	1,75	13,98		19,2	69,1
			13,29			

Annexe A.13 : Essai de cisaillement a la boite.

C= 0.88 bars φ= 31°

